



Aalto-yliopisto
Insinöörیتieteiden
korkeakoulu

Krista Luck

TOIMISTORAKENNUKSEN KANTAVAN ARINAPALKISTON JATKUVAN SORTUMAN HALLINTA

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten Espoossa 26.9.2016

Valvoja: Professori Jari Puttonen
Ohjaaja: Diplomi-insinööri Juha Valjus

Aalto-yliopisto
Sweco Rakennetekniikka Oy

| | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|--------------------|
| Tekijä Krista Luck | | |
| Työn nimi Toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallinta | | |
| Koulutusohjelma Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka | | |
| Pääaine Rakennetekniikka | | Koodi R3001 |
| Työn valvoja Professori Jari Puttonen, Aalto-yliopisto | | |
| Työn ohjaaja DI Juha Valjus, Sweco Rakennetekniikka Oy | | |
| Päivämäärä 26.9.2016 | Sivumäärä 78+13 | Kieli Suomi |

Tiivistelmä

Diplomityössä tutkittiin vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän soveltamista toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallintaan. Menetelmän soveltamista ei ole ohjeistettu eurokoodeissa, eivätkä ohjeet ota huomioon kantavan rakenteen poistumisesta aiheutuvia dynaamisia vaikutuksia rakenteissa.

Työn tavoite oli luoda perusteet jatkuvan sortuman hallintaan tilanteisiin, joissa käytetään vaihtoehtoista kuormansiirtoreitin menetelmää. Lisäksi työssä määritettiin dynaamiset suurennuskertoimet tarkasteltavan arinapalkiston kahdelle eri rakenneratkaisulle: teräsristikkoarinalle ja paikallavaletulle jälkijännitetylle betoniarinalle.

Tutkimuksen soveltava osa toteutettiin tapaustutkimuksena, joka perustuu tehtyyn kirjallisuusanalyysiin. Rakenteelle suoritettiin sekä staattisia että dynaamisia analyyseja, joissa selvitettiin kantavan rakenteen poistosta aiheutuvat siirtymä- ja voimavasteet rakenteissa. Lisäksi tehtiin yksinkertaisilla rakennemalleilla verifiointi- ja vertailulaskelmia, joilla varmennettiin tuloksia ja vertailtiin eri pilarin poistamisen mallinnustapojen eroja. FEM-laskelmien lisäksi laskettiin käsin epälineaarisen teoriaan pohjautuvat dynaamiset suurennuskertoimet kansainvälisten suunnitteluohjeiden mukaan.

Tapaustutkimuksen lineaarisissa dynaamisissa analyyseissa saatiin dynaamisille suurennuskertoimille arvoja 1,05 ja 1,5 väliltä, kun pilarin poistuminen mallinnettiin laskevalla kolmionmallisella impulssikuormalla. Lisäksi vertailulaskennassa huomattiin, että pilarin poistumisen mallinnustapa vaikuttaa dynaamiseen suurennuskertoimeen. Dynaamiseksi suurennuskertoimiksi näistä analyyseistä saatiin betonirakenteille arvo 1,3 ja teräsrakenteille arvo 1,5.

Tapaustutkimuksen tuloksien perusteella dynaamiset vaikutukset ovat merkittäviä, kun käytetään vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää. Siten dynaamiset vaikutukset tulisi ottaa suunnittelussa huomioon. Jatkotutkimuksissa kannattaa selvittää, miten dynaamista suurennuskerrointa voidaan arvioida mahdollisimman tarkoituksen mukaisesti ja varmasti, jotta rakenteille saataisiin riittävä varmuustaso jatkuvaa sortumaa vastaan.

Avainsanat Jatkuva sortuma, dynaaminen suurennuskerroin, vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti, lineaarinen dynaaminen analyysi

| | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|-------------------------|
| Author Krista Luck | | |
| Title of thesis Preventing the Progressive Collapse of Beam-stiffened Horizontal Diaphragms in an Office Building | | |
| Degree programme Structural Engineering and Building Technology | | |
| Major Structural Engineering | | Code R3001 |
| Thesis supervisor Professor Jari Puttonen, Aalto University | | |
| Thesis advisor Juha Valjus M.Sc. (Tech.), Sweco Structural Engineering Ltd | | |
| Date 26.9.2016 | Number of pages 78+13 | Language Finnish |

Abstract

This master's thesis studied the use of the alternate path method to prevent the progressive collapse of beam-stiffened horizontal diaphragms in an office building. The Eurocode does not give detailed advice on how to apply the alternate path method in structural design or how to address possible dynamic effects related to the collapse.

This study aimed to develop recommendations for designing capacity against progressive collapse with the alternate path method. In addition, the aim of this study was to determine the dynamic amplification factors for two different systems for the horizontal diaphragms: a system based on steel truss beams and a system based on post-tensioned cast-in-place concrete beams.

In addition to the literary research, the applied part of the study was performed as a case study. The case study was carried out with a FEM-program and both static and dynamic analyses were performed to obtain the forces and deformations in the structure. In addition, calculations were performed to verify the results received from the FEM-calculations and to compare different simulation methods for the column removal. Analytical calculations based on nonlinear theory were performed to define the dynamic amplification factors according to U.S. design guidelines.

The dynamic amplification factors that were obtained from the linear dynamic analyses ranged between 1.05 and 1.5, when the removal of the column was modeled as a descending triangular impulse load. In addition, it was acknowledged that the simulation method used for the column removal affected the dynamic amplification factor. As a result, a dynamic amplification factor of 1.3 was obtained for the concrete beams and a factor of 1.5 for the steel truss beams.

Based on the results of the case study, dynamic effects are significant, when applying the alternate path method. Therefore, dynamic effects should be considered in structural design. In future studies, it might be useful to study further the estimation of the magnitude of the dynamic amplification factor to find reasonable methods for guaranteeing a sufficient confidence level against progressive collapse.

Keywords Progressive collapse, dynamic amplification factor, DAF, alternate load path, alternate path method, APM, linear dynamic analysis

Alkusanat

Tämä tutkimus on tehty YIT Rakennus Oy:n toimeksiannosta yhteistyössä Sweco Rakennetekniikan kanssa. Molemmille yrityksille kuuluu kiitokset mahdollisuudesta toteuttaa tämä työ sekä aiheen valinnasta. Työn valvojana on toiminut professori Jari Puttonen Aalto-yliopistolta ja työn ohjaajana diplomi-insinööri Juha Valjus Sweco Rakennetekniikka Oy:ltä.

Henkilökohtaisesti haluan kiittää saamastani avusta, kannustuksesta ja ohjauksesta sekä työn ohjaajaa Juha Valjusta että työn valvojaa Jari Puttosta. Haluan kiittää myös Jarkko Ilkkaa ja Ahti Rantosta, joiden innostuksesta tämä yhteistyöprojekti lähti käyntiin. Haluan kiittää Rantosta myös hänen asiantuntevista neuvoista työn aikana. Laskennassa sain apua ja neuvoja Riku Hemmilältä laskentaprosessin aikana.

Lisäksi haluan kiittää myös perhettäni ja aviopuolisoani Jesseä tuesta ja kärsivällisyydestä koko opiskeluni ajan.

Espoossa 26.9.2016

Krista Luck

Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo

Merkinnät

Lyhenteet

| | | |
|-------|--------------------------------------------------------------------------|----|
| 1 | Johdanto | 1 |
| 1.1 | Tausta | 1 |
| 1.2 | Tavoitteet ja raja- aus | 3 |
| 1.3 | Tutkimusmenetelmä | 4 |
| 1.4 | Työn rakenne | 5 |
| 2 | Jatkuva sortuma..... | 6 |
| 2.1 | Jatkuva sortuma ilmiönä..... | 6 |
| 2.2 | Jatkuvan sortuman tyypit..... | 6 |
| 2.3 | Menetelmät jatkuvan sortuman estämiseen..... | 9 |
| 2.3.1 | Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti | 9 |
| 2.3.2 | Sidevoimamenetelmä | 10 |
| 2.3.3 | Avainasemassa oleva rakennusosa..... | 12 |
| 2.3.4 | Muut menetelmät | 12 |
| 2.4 | Jatkuvan sortuman estäminen Suomessa..... | 13 |
| 2.4.1 | Eurokoodit..... | 13 |
| 2.4.2 | Käytettävät kuormitusyhdistelmät | 15 |
| 2.4.3 | Seuraamusluokat ja toimenpiteet | 16 |
| 3 | Dynaamiset vaikutukset | 19 |
| 3.1 | Rakenteen värähtely | 19 |
| 3.1.1 | Rakenteen vaimeneminen | 19 |
| 3.1.2 | Yhden vapausasteen järjestelmän differentiaaliyhtälö..... | 20 |
| 3.2 | Hetkellinen dynaaminen kuormitus..... | 22 |
| 3.2.1 | Impulssikuormitus..... | 22 |
| 3.2.2 | Duhamelin integraali..... | 23 |
| 3.2.3 | Laskeva kolmionmallinen impulssikuorma | 25 |
| 3.2.4 | Impulssikuorma äärellisellä nousuajalla | 27 |
| 3.3 | Rayleigh-menetelmä..... | 29 |
| 4 | Jatkuvan sortuman estäminen vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä | 31 |
| 4.1 | Suunnitteluohjeet vaihtoehtoiselle kuormansiirtoreitille..... | 31 |
| 4.2 | Analyysimenetelmät..... | 32 |
| 4.2.1 | Lineaarinen staattinen analyysi | 33 |
| 4.2.2 | Epälineaarinen staattinen analyysi | 36 |
| 4.2.3 | Lineaarinen dynaaminen analyysi..... | 38 |
| 4.2.4 | Epälineaarinen dynaaminen analyysi | 39 |
| 4.3 | Kantavan rakenteen poistaminen analyysissä..... | 40 |
| 4.4 | Dynaaminen suurennuskerroin..... | 43 |

| | | |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.4.1 | Suunnitteluohjeiden määrittämät kertoimet | 43 |
| 4.4.2 | Kirjallisuuden antamat kertoimet | 45 |
| 4.4.3 | Energiamenetelmä | 48 |
| 5 | Tapaustutkimus – Toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallinta | 50 |
| 5.1 | Tutkimusmetodiikan kuvaus | 50 |
| 5.2 | Tutkimuksen lähtötiedot | 51 |
| 5.2.1 | Tutkimuskohteen ja rakenteiden esittely | 51 |
| 5.2.2 | Rakennemallit | 54 |
| 5.2.3 | Laskennassa tehtävät analyysit | 56 |
| 5.2.4 | Kuormitusyhdistelmä ja pilarin poistamisen mallintaminen | 58 |
| 5.2.5 | Ominaistaajuudet ja muut asetukset | 60 |
| 5.3 | Tapaustutkimuksen tulokset | 61 |
| 5.3.1 | FEM-laskelmat toimistorakenteelle | 61 |
| 5.3.2 | Käsinlaskelmat | 65 |
| 5.3.3 | Tulosten verifiointi ja vertailulaskelmat | 66 |
| 5.3.4 | Jatkuvan sortuman sietokyvyn arviointi | 68 |
| 5.4 | Tutkimustulosten luotettavuuden arviointi | 70 |
| 6 | Johtopäätökset | 72 |
| | Lähdeluettelo | 75 |
| | Liiteluettelo | |
| | Liitteet | |

Merkinnät

| | | |
|---------------|---------------|------------------------------------------------------|
| A | $[m^2]$ | pinta-ala tai aksiaalinen pinta-ala |
| A_d | $[N]$ | onnettomuuskuorma |
| A_p | $[m^2]$ | suojaputken pinta-ala |
| A_w | $[m^2]$ | leikkauspinta-ala |
| A_{610} | $[m^2]$ | teräsprofiilin pinta-ala |
| A_{610r} | $[m^2]$ | raudoituksen pinta-ala |
| A_{610b} | $[m^2]$ | betonitäytön pinta-ala |
| D | $[kN/m^2]$ | rakenteen omapaino |
| DAF | | dynaaminen suurennuskerroin |
| E | $[Pa]$ | materiaalin kimmokerroin |
| E_c | $[Pa]$ | betonin kimmokerroin |
| E_m | $[J]$ | muodonmuutosenergia |
| E_k | $[J]$ | kineettinen energia |
| E_p | $[J]$ | potentiaalienergia |
| E_s | $[Pa]$ | teräksen kimmokerroin |
| F | $[N]$ | liikettä vastustava voima |
| F_y | $[Pa]$ | materiaalin myötölujuus |
| G | $[kN/m^2]$ | omapaino rakenteessa |
| $G_{k,j,sup}$ | $[N]$ | epäedullinen pysyvä kuorma |
| $G_{k,j,inf}$ | $[N]$ | edullinen pysyvä kuorma |
| I | $[m^4]$ | jäyhyysmomentti |
| I_b | $[m^4]$ | palkin jäyhyysmomentti |
| L | $[kN/m^2]$ | muuttuvakuorma |
| N_{Rd} | $[N]$ | liittopilarin kestävyys |
| P | $[N]$ | kuormitus rakenteessa tai esijännityskuorma |
| P_{Elin} | $[N]$ | voima epälineaarisessa tarkastelussa |
| P_{Lin} | $[N]$ | voima lineaarisessa tarkastelussa |
| P_{dy} | $[N]$ | dynaaminen kuormitus taipuman Δ_{dy} alaisena |
| P_{st} | $[N]$ | staattinen kuormitus taipuman Δ_{dy} alaisena |
| P_0 | $[N]$ | Esijännityskuorma |
| Q_{CE} | $[N/m^2, Nm]$ | rakenteen kestävyys |
| $Q_{hyöty}$ | $[kN/m^2]$ | hyötykuorma rakenteessa |
| $Q_{k,l}$ | $[N]$ | määräävä muuttuva kuorma |
| $Q_{k,i}$ | $[N]$ | muut muuttuvat kuormat |
| Q_{lumi} | $[kN/m^2]$ | lumikuorma rakenteessa |
| Q_{UDLim} | $[N/m^2, Nm]$ | vaikuttava voima tai momentti murtorajatilassa |
| Z | $[m^3]$ | plastinen taivutusvastus |
| S | $[kN/m^2]$ | lumikuorma |
| T | $[s]$ | ominaisheilahdusaika |
| c | $[Ns/m]$ | vaimennuskerroin |
| d_{610} | $[m]$ | teräsprofiilin halkaisija |
| f_y | $[Pa]$ | teräksen lujuus |

| | | |
|----------------|---------------------|-----------------------------------------------------------|
| f_{cd} | [Pa] | betonin suunnittelulujuus |
| f_{yd} | [Pa] | teräksen suunnittelulujuus |
| f_{sd} | [Pa] | raudoituksen suunnittelulujuus |
| g | [m/s ²] | kiihtyvyys painovoimasta |
| k | [N/m] | jousivakio |
| k_{dy} | [N/m] | rakenteen jäykkyys dynaamisessa tarkastelussa |
| k_{st} | [N/m] | rakenteen jäykkyys staattisessa tarkastelussa |
| l_b | [m] | palkin pituus |
| m | [kg] | massa |
| p_0 | [N] | impulssireaktion kuormitus |
| $p(t)$ | [N] | kuormitus ajansuhteen |
| t | [s] | aika |
| t_{610} | [m] | teräsprofiilin paksuus |
| t_1 | [s] | impulssireaktion kesto |
| \bar{t} | [s] | impulssireaktion keston ja vapaan värähtely keston erotus |
| u_d | [m] | maksimi dynaaminen taipuma |
| x | [m] | värähtelyn amplitudi rakenteessa |
| \dot{x} | [m/s] | värähtelyn nopeus rakenteessa |
| \ddot{x} | [m/s ²] | kiihtyvyys rakenteessa |
| Δ_{dy} | [m] | rakenteen siirtymä dynaamisessa tarkastelussa |
| Δ_{st} | [m] | rakenteen siirtymä staattisessa tarkastelussa |
| δ | [m] | rakenteen siirtymä omasta painosta |
| γ_c | | betonin materiaalin osavarmuuskerroin |
| γ_s | | teräksen materiaalin osavarmuuskerroin |
| θ_{pra} | [rad] | rakenteen sallittu plastinen kiertymä |
| θ_y | [rad] | rakenteen kiertymä kun materiaali myötää |
| ζ | | rakenteen vaimennussuhde |
| Ω_N | | dynaaminen suurennuskerroin |
| Ω_{LD} | | kuormien suurennuskerroin |
| $\psi_{1,1}$ | | muuttuvan kuorman yhdistelykerroin |
| $\psi_{2,1}$ | | muuttuvan kuorman yhdistelykerroin |
| $\psi_{2,i}$ | | muuttuvan kuorman yhdistelykerroin |
| τ | [s] | aika mielivaltaisella hetkellä |
| ω | [rad/s] | värähtelijän ominaistaajuus |
| ω_D | [rad/s] | vaimennetun värähtelijän ominaistaajuus |

Lyhenteet

| | |
|------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ASCE | American Society of Civil Engineers (Yhdysvalloissa perustettu organisaatio, joka edustaa yhdyskuntarakentamista maailmalla) |
| BSI | British Standards Institution (suom. Iso-Britannian standardi-toimielin) |
| DCLG | Department for Communities and Local Government (Toimielin Iso-Britanniassa, joka vastaa muun muassa rakentamisen säännöksistä) |
| DoD | United States Department of Defense (suom. Yhdysvaltain puolustusministeriö) |
| FEM | Finite Element Method (suom. elementtimenetelmä) |
| GSA | General Service Administration (Toimielin Yhdysvalloissa, joka tukee liittovaltion virastojen hallintaa) |
| NIST | National Institute of Standards and Technology (Toimielin Yhdysvalloissa, joka vastaa standardien ja teknologian kehityksestä) |

1 Johdanto

1.1 Tausta

Jatkuva sortuma on American Society of Civil Engineersin (ASCE 2005, s. 232) määritelmän mukaan tilanne, jossa yksi paikallinen vaurio rakennuksessa aiheuttaa rakennuksen osan tai koko rakennuksen sortuman. Jatkuva sortuma kuvaillaan myös tapahtumana, jossa lopullinen kantokyvyn menetys tai lopullinen vaurio on merkittävästi suurempi kuin alkuperäisen sortuman aiheuttama vaurio (National Institute of Standards and Technology 2007, 1). Lisäksi jatkuvalle sortumalle on tyypillistä vaurioiden nopea laajeneminen (Starrosek 2009, 7).

Jatkuva sortuma on ilmiönä esiintynyt vuosien varrella useasti ympäri maailmaa. Tunnetuimpia tapauksia ovat muun muassa Ronan Point asuintalon sortuma Lontoossa Isossa Britanniassa vuonna 1968, Alfred P. Murrah virastotalon sortuma Oklahomassa Yhdysvalloissa vuonna 1995 ja World Trade Centerin terroristi-iskut New Yorkissa Yhdysvalloissa vuonna 2001 (ASCE 2005, 233). Kuvassa 1-1 näkyy myös sillan jatkuva sortuma Teksasissa Yhdysvalloissa vuonna 2007. Nämä viimeisimmät tapaukset 1990- ja 2000-luvulla ovat lisänneet jatkuvan sortuman tutkimusta ja aiheuttaneet kansainvälisesti muutoksia rakenteiden suunnitteluohjeisiin. Aluksi useissa eri suunnitteluohjeissa otettiin käyttöön sidevoimamenetelmä, jossa oli tarkat määritelmät rakenteen kestävyys-, sitkeys- ja jatkuvuusvaatimuksille. Viimeisin kehitelty yksinkertaistettu menetelmä jatkuvan sortuman analysoimiseksi on vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmä. (Kim ym. 2009, 1.) Näiden menetelmien lisäksi rakenteita suunnitellaan myös avainasemassa olevina rakenteina (Starossek 2009, 42).



Kuva 1-1 Teksasissa Yhdysvalloissa vuonna 2007 silta sortui kokonaan, kun yhden liitoksen osa vaurioitui. (Lähde: https://en.wikipedia.org/wiki/I35W_Mississippi_River_bridge#/media/File:I35_Bridge_Col_lapse4crop.jpg)

Suomessa eurokoodit, niiden kansalliset valinnat ja niihin liittyvät ympäristöministeriön ohjeet ottavat kantaa jatkuvaan sortumaan seuraamusluokan kautta. Alemmissa seuraamusluokissa 1, 2a, 2b ja 3a on vaatimus jatkuvan sortuman estämiseksi toteutettavissa täyttämällä normaalisti vallitsevan mitoitustilanteen vaatimukset sekä sidevoimamenetelmällä tai vaihtoehtoisesti vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmällä riippuen seuraamusluokasta. Kuitenkin vaativimmassa seuraamusluokassa CC3b ainoa vaihtoehto on rakenteen analysointi vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä. (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2010, 15.) Kyseisessä menetelmässä rakennusta analysoidaan poistamalla jokin rungon kantava osa eikä rakenne saa kantavan rakenteen poistamisen seurauksena menettää stabiiliteettiaan tai sortua (Fu 2010, 3974). Kun yksi kantava rakenne pettää, tulee kuormien löytää vaihtoehtoinen reitti sortuman estämiseksi (Fu 2010, 3974).

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää on sekä Suomessa että kansainvälisesti tutkittu viime vuosina paljon ja aiheeseen liittyen on tehty myös useita diplomitöitä. Tutkimuksista huolimatta vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käyttö on jäänyt osittain epäselväksi, koska standardeista puuttuu kunnollinen ohjeistus. Eurokoodeissa, eurokoodin kansallisissa liitteissä ja ympäristöministeriön asetuksessa mainitaan, että vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä voidaan käyttää, mutta menetelmän soveltamiseen ei anneta tarkempia ohjeita.

Eurokoodeissa, sen kansallisissa liitteissä ja ympäristöministeriön ohjeissa ei myöskään oteta huomioon rakenteessa esiintyviä dynaamisia vaikutuksia, vaikka vaikutukset ovatkin rakenteissa merkittäviä (SFS-EN1991-1-7: 2014). Todellisuudessa kantavan rakenteen äkillinen poistaminen aiheuttaa rakenteeseen myös dynaamisia rasituksia, jotka tulisi huomioida rakenteiden jatkuvan sortuman analysoinnissa. Pretlove ym. (1991, s. 545) totesivat ensimmäisten joukossa, että dynaamiset vaikutukset jatkuvan sortuman hallinnassa ovat rakenteissa erittäin merkittäviä.

Koska Suomen standardeista puuttuu ohjeet dynaamisten vaikutusten tarkasteluun, tutkimuksessa etsitään neuvoa kansainvälisistä standardeista. Osassa kansainvälisissä suunnitteluohjeissa kantavan rakenteen poistamisesta aiheutuvat dynaamiset vaikutukset ja niiden merkittävyys on otettu huomioon. Muun muassa Yhdysvaltain puolustusministeriön ja General Service Administrationin suunnitteluohjeet ottavat dynaamiset vaikutukset huomioon kertomalla staattiset kuormat dynaamisella suurennuskertoimella. (DoD 2009, 51.) (GSA 2013, 28.) Rakenteiden dynamiikan teoriasta saadaan impulssikuorman dynaamiselle suurennuskertoimelle lineaariselle värähtelijälle maksimisuuruudeksi 2,0 (Fertis 1973, 59). Täten dynaamisen suurennuskertoimen voidaan impulssikuormalle ajatella olevan 2,0, ellei laskelmin pystytä toisin osoittamaan. Siten dynaamisen suurennuskertoimen laskentaa varten tarvitaan suunnitteluohjeita, jotta vältetään rakenteiden tarpeettomalta ylimitoitukselta. Kertoimen todellista suuruutta on tutkittu useissa tutkimuksissa dynaamisten analyysien avulla, kuten Tsain ja Linin (2009), Stevens ym. (2011) ja Ruth ym. (2006) tutkimuksissa.

1.2 Tavoitteet ja raja

Tämän diplomityön tavoitteena on estää toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuva sortuma. Tavoitteena on luoda suunnitteluohjeet jatkuvan sortuman hallintaan tilanteisiin, joissa käytetään vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää. Lisäksi diplomityössä määritetään suunnitteluohjeet menetelmän dynaamisten vaikutusten hallintaan. Dynaamisten vaikutusten hallinnan ohella tavoitteena on määrittää tutkittavalle arinapalkistolle ja sen kahdelle eri rakennetyypille dynaamiset suurennuskertoimet jatkuvan sortuman dynaamisten vaikutusten hallitsemiseksi ja varmistaa rakenteelle riittävä varmuustaso jatkuvaa sortumaa vastaan.

Näiden tavoitteiden saavuttamiseksi tutkimuksessa keskitytään seuraaviin keskeisiin tutkimuskysymyksiin:

- Millä menetelmillä voidaan hallita jatkuvaa sortumaa?
- Miten eurokoodeissa ja ympäristöministeriön asetuksessa on otettu huomioon jatkuva sortuma?
- Miten arvioidaan hetkellisen dynaamisen kuormituksen synnyttämää reaktiota?
- Millä eri tavoin hetkellinen kuormitus eli pilarin poistaminen voidaan mallintaa?
- Miten vaihtoehtoista kuormansiirtoreitin menetelmää ohjeistetaan käyttämään kansainvälisissä suunnitteluohjeissa ja tieteellisissä julkaisuissa?
- Miten dynaaminen suurennuskerroin määritetään kansainvälisissä suunnitteluohjeissa ja kirjallisuudessa?
- Miten jatkossa voidaan soveltaa eri analyysimenetelmiä ja dynaamista suurennuskerrointa suunnittelussa?
- Mitkä ovat diplomityössä tutkittavan arinarakenteen dynaamiset suurennuskertoimet teräs- ja betoni
- Miten eroavat dynaamiset suurennuskertoimet, kun pilarin poistaminen mallinnetaan eri tavoin?

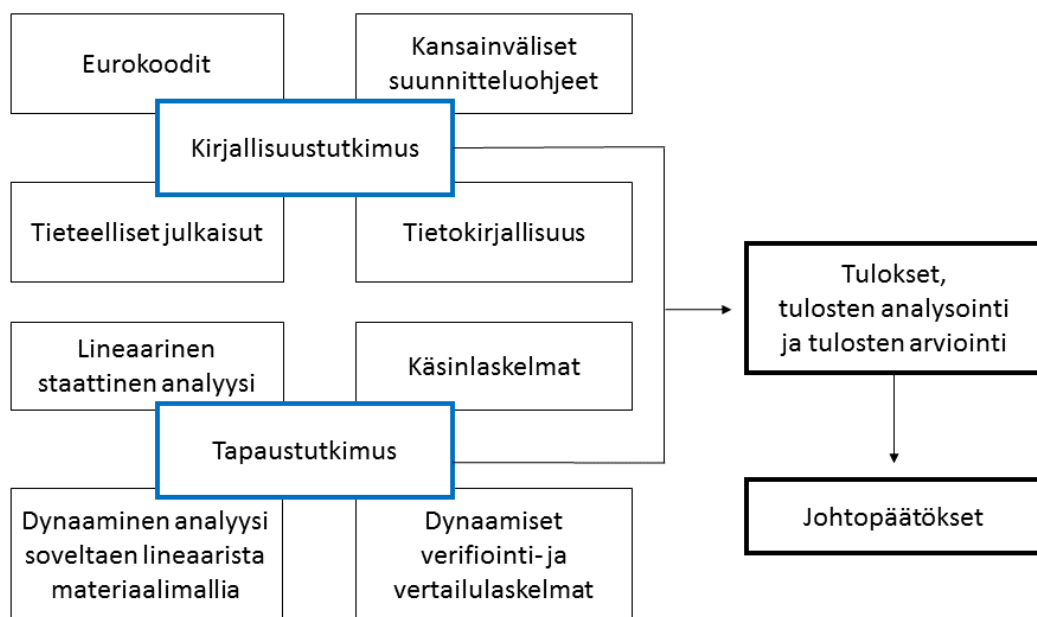
Tutkimuksen pääpaino on vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin käytön, menetelmän aiheuttavien dynaamisten vaikutusten huomioimisessa ja dynaamisten suurennuskertoimien määrittämisessä. Tutkimuksesta rajataan ulkopuolelle muut mahdolliset menetelmät, suunnittelutavat tai rakennevaihtoehdot jatkuvan sortuman estämiseksi. Ainoastaan luvussa kaksi esitellään lyhyesti muita menettelytapoja jatkuvan sortuman hallintaan.

Dynaamiset suurennuskertoimet määritetään tyypilliselle tapaukselle, joten työstä rajataan ulkopuolelle nurkkapilarin poistaminen. Lisäksi työstä rajataan ulkopuolelle myös kantavien seinärakenteiden ja tukipalkkien poistaminen analyyseissa. Diplomityön analyyseissa tutkitaan pelkästään reuna- ja keskipilareiden poistamisen vaikutuksia.

1.3 Tutkimusmenetelmä

Työ toteutetaan kirjallisuustutkimuksena ja työn soveltava osa toteutettiin tapaustutkimuksena. Työn kirjallisuusosuuden päälähteinä ovat tieteelliset julkaisut liittyen vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin käyttöön sekä menetelmän dynaamisten vaikutusten huomiointiin. Tämän lisäksi päälähteinä ovat kansainväliset ja kansalliset suunnitteluohjeet sekä rakenteiden dynamiikkaa käsittelevä kirjallisuus, joiden avulla arvioidaan kantavan pilarin poistamisesta aiheutuvia vaikutuksia.

Tapaustutkimuksessa tutkitaan toimistorakennuksen arinapalkiston jatkuvan sortuman estämistä käyttäen vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää uudisrakennuskoh- teessa Helsingissä. Tutkimuksessa tarkastellaan kahta erilaista rakennetta, joilla toteute- taan yhtenäinen arinapalkisto: teräsristikkoo ja paikallavalettua jälkijännitettyä betonira- kennetta. Tapaustutkimuksessa analysoidaan toimistokohteen arinapalkistoa FEM:llä. Rakenteille tehdään FEM:llä sekä lineaarinen staattinen analyysi että dynaaminen ana- lyysi käyttämällä lineaarista materiaaalimallia. Staattisissa analyyseissä määritetään kan- tavissa pilareissa esiintyvät tukireaktiot sekä rakenteiden siirtymä- ja voimarasitukset, kun pilareita on poistettu arinoiden alta. Dynaamisessa analyysissä arinarakenteiden alta poistetaan kantavia pilareita yksi kerrallaan reaaliajassa ja määritetään poistettavan ra- kenteen kohdalla esiintyvät siirtymä- ja voimareaktiot. Dynaamisten analyyysien voima- ja siirtymäreaktioiden perusteella arvioidaan rakenteen kykyä vastustaa jatkuvaa sortu- maa ja määritetään mallinnustapaa vastaavat rakenteiden dynaamiset suurennuskerto- met. Tämän lisäksi tutkimuksessa suoritetaan käsinlaskelmat, joissa lasketaan dynaamiset suurennuskertoimet rakenteille kansainvälisten suunnitteluohjeiden mukaan vertailua varten. Näiden analyyysien ohella suoritetaan myös yksinkertaisilla rakennemalleilla dy- naamiset verifiointilaskelmat, joilla varmennetaan suuremman rakennemallin tulokset. Lisäksi verrataan kahden eri pilarin poiston mallintamistavan vaikutusta dynaamiseen suurennuskertoimeen. Tutkimuksen kulku on esitetty kaaviossa 1-1.



Kaavio 1-1 Tutkimuksen kulku.

1.4 Työn rakenne

Työn toisessa luvussa käsitellään kirjallisuuden pohjalta jatkuvan sortuman ilmiötä ja tutkitaan, millä menetelmillä jatkuva sortuma voidaan estää painottuen vaihtoehtoiseen kuormansiirtoreittiin. Tämän lisäksi luvussa esitetään, miten eurokoodi, Suomen kansallinen liite eurokoodiin ja Suomen ympäristöministeriön asetus ottaa kantaa jatkuvan sortuman hallintaan.

Kolmannessa luvussa käsitellään lyhyesti rakenteiden värähtelyn differentiaaliyhtälö, mihin dynamiikan laskenta pohjautuu. Luvussa perehdytään siihen, miten kantavan rakenteen poistaminen voidaan mallintaa ja miten rakenteen poistamisen aiheuttamaa siirtymävastetta voidaan arvioida rakenteiden dynamiikan teorialla. Arviointi suoritetaan simuloimalla pilarin poistaminen hetkellisenä kuormituksena eli impulssikuormana. Hetkellisen kuormituksen vastetta arvioidaan muun muassa Duhamelin integraalin avulla. Toinen tapa arvioida vastetta on soveltaa Rayleigh-menetelmää.

Neljännessä luvussa perehdytään aiheesta tehtyihin tutkimuksiin ja kansainvälisiin suunnitteluohjeisiin sekä niissä esiintyviin ohjeisiin jatkuvan sortuman hallintaan vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitin menetelmällä. Luvussa perehdytään neljään eri analyysimenetelmään sekä yksinkertaistettuun menetelmään, jossa käytetään dynaamista suurennuskerrointa. Lisäksi luvussa perehdytään siihen, miten dynaaminen suurennuskerroin voidaan määrittää ja mitä tuloksia kertoimelle on saatu muissa tutkimuksissa.

Viidennessä luvussa esitellään diplomityössä suoritettava tapaustutkimus tarkemmin. Luvussa kerrotaan lyhyesti käytettävästä tutkimusmetodiikasta, jonka jälkeen perehdytään tutkittavaan rakenteeseen ja toteutettaviin analyyseihin. Tämän jälkeen esitetään eri analyyseistä saadut tulokset ja analysoidaan tulokset. Lopuksi luvussa varmennetaan tulokset, arvioidaan rakenteen kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa ja arvioidaan tutkimustulosten luotettavuutta.

Viimeisessä luvussa esitetään johtopäätökset, kehitysideat ja ehdotukset tulevaisuuden tutkimuskohteiksi.

2 Jatkuva sortuma

Tässä luvussa kerrotaan jatkuvasta sortumasta ilmiönä, kuvaillaan jatkuvan sortuman eri sortumismekanismeja sekä perehdytään eri menetelmiin, joilla voidaan estää jatkuvaa sortumaa. Lisäksi luvussa tutustutaan eurokoodien, eurokoodien Suomen kansallisten liitteiden ja Suomen ympäristöministeriön asetuksen ohjeistukseen jatkuvan sortuman estämiseksi.

2.1 Jatkuva sortuma ilmiönä

Jatkuva sortuma sisältää kaksi erityyppistä kuormitustapausta: primäärikuorman ja sekundaarikuorman. Primäärikuorma aiheuttaa rakennesysteemissä alkuperäisen vaurion ja rakenteen kantokyvyn menettämisen. Jos rakenne sortuu tämän primäärikuorman vuoksi ja uusi vaihtoehtoinen rakennesysteemi ei kykene kantamaan uudelleen jakautuneita kuormia, sortuma jatkuu sekundaarikuormien vaikutuksesta. Sekundaarikuormat aiheuttavat rakenteen sisäisistä staattisista ja dynaamisista kuormista, jotka syntyvät äkillisistä muutoksista rakenteen kuormansiirtoreiteissä. Nämä primääri- ja sekundaarikuormat yhdessä aiheuttavat ilmiön, jota kutsutaan jatkuvaksi sortumaksi. (Marjanishvili 2004, 80.)

Primäärikuorman syntymisen eli alkutapahtuman aiheuttavat yleensä ulkopuoliset poikkeavat kuormitukset (Marjanishvili 2004, 80). Yleensä jatkuvan sortuman aiheuttavat poikkeavat tapahtumat ovat vahinkoja. Vahingoilla on perinteisesti tarkoitettu luonnonkatastrofeja, onnettomuuksia, suunnittelu- ja rakennusvirheitä tai näiden yhdistelmiä. Nykyään vahingon määritelmä sisältää kansainvälisesti myös tahallisesti aiheutetut vauriot, kuten räjähdykset tai muut vahingonteot. (Starossek 2009, 7.) (ASCE 2005, 232–233.) Koska eurokoodeissa alkutapahtuma voi olla määrittelemätön, eikä terroritekoja luokitella jatkuvan sortuman aiheuttajaksi, ei Suomessa tarvitse ottaa huomioon vahingontevoja rakenteita suunniteltaessa (SFS-EN1991-1-7: 2014). Siten vaikka rakenne olisikin asianmukaisesti suunniteltu, saattaa rakenne silti altistua jatkuvan sortuman vaaroille vahingonteon takia (ASCE 2005, 232–233).

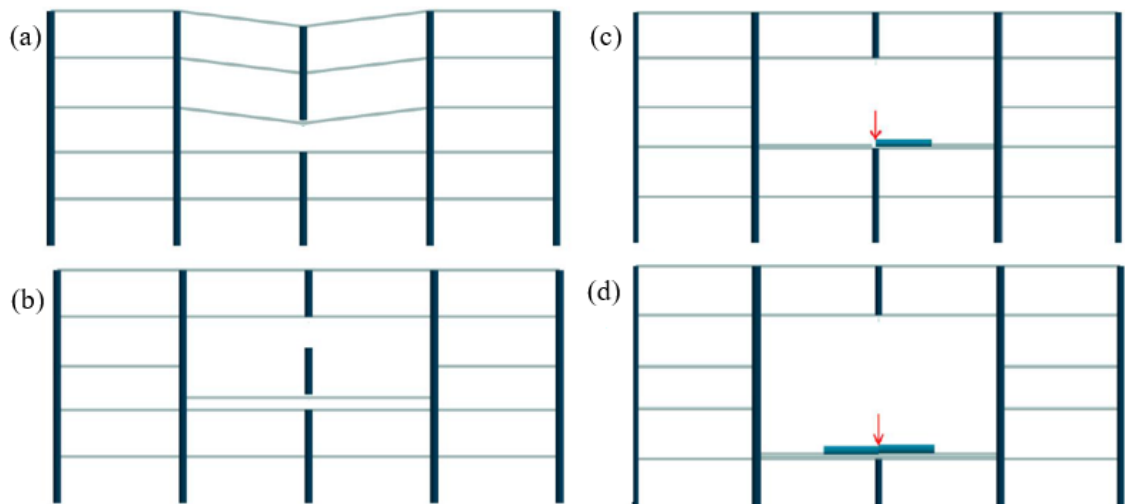
Kuitenkin todennäköisyys, että rakenne altistuu jollekin aikaisemmin mainituille vahingoille rakenteen elinkaaren aikana, on erittäin pieni. Kun huomioidaan rakentamisen ja suunnittelun aiheuttamat kustannukset ja tarvittavat resurssit, on tehotonta suunnitella rakennus kestäväksi käyttökelpoisena tällaisen äärimmäisen tapauksen jälkeen. Useimmissa tapauksissa rakennus mitoitetaan kestäväksi sortumakuormat, muttei täyttämään rakenteelta yleensä vaadittuja käyttörajatilan vaatimuksia. (Dusenberry ja Hamburger 2006, 337.) Myös eurokoodeissa mitoitetaan vastaavalla tavalla ja eurokoodien ja sen kansallisen liitteen antamat tarkemmat ohjeet esitetään alaluvussa 2.4.

2.2 Jatkuvan sortuman tyypit

Starossekin (2009, s. 14) mukaan erilaiset rakennesysteemit ovat alttiita erilaisille sortumamekanismille. Täten on käytännöllistä luokitella jatkuvaa sortumaa sortumismekanismien mukaan eri tyyppeihin, jotta jatkuvaa sortumaa voidaan estää tehokkaammin. Sortumismekanismit voidaan jakaa neljään ylemmän tai kuuteen alatason luokkaan. Neljä

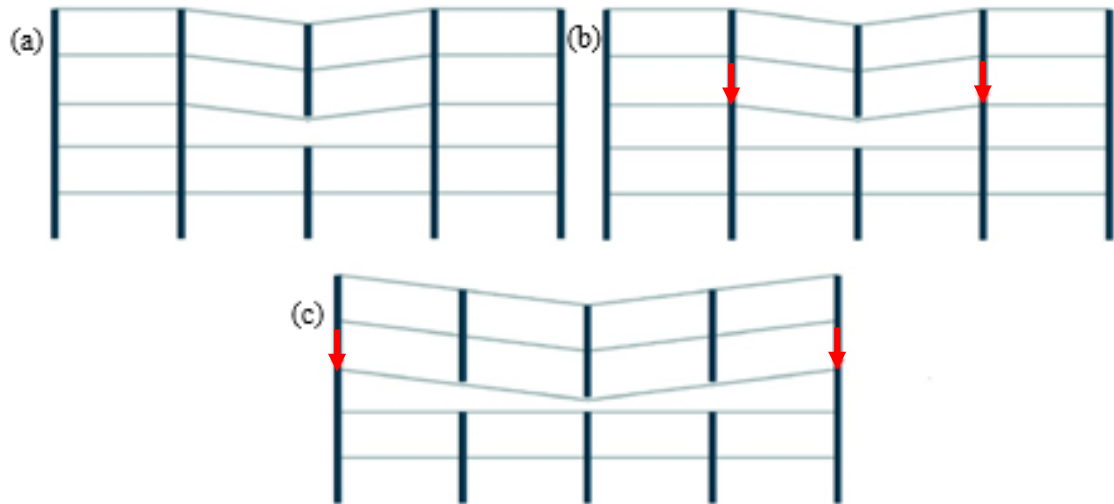
ylemmän tason luokkaa ovat pannukakkusortuma, vetoketjusortuma, dominosortuma ja epästabiiliussortuma. (Starossek 2009, 14.) Seuraavaksi esitellään nämä ylemmän tason sortumatyypit ja tarkastellaan lyhyesti myös alatason sortumatyypit.

Pannukakkusortuma syntyy, kun rakennesysteemin pystysuuntaiset rakenteet vaurioituvat. Kun pystysuuntaiset rakenteet ovat menettäneet kantokykynsä, rakenteen yläpuoliset osat putoavat alempien osien päälle. Tällöin ylempien kerroksien potentiaalienergia muuttuu liike-energiaksi aiheuttaen dynaamisen kuorman alempiin kerroksiin, jolloin alempien kerroksien pystyrakenteet menettävät kantokykynsä. Sortuma jatkuu maahan asti, jos alempien kerroksien pystyrakenteilla ei ole riittävää kapasiteettia vastustaa ylhäältä tulevia kuormia. (Starossek 2009, 14–15.) Kuvassa 2-1 esitetään pannukakkusortuman eteneminen vaiheittain. Kuvasta 2-1 nähdään, kuinka pystyrakenteen vaurioitumisen jälkeen ylemmät rakenneosat putoavat alempien päälle, minkä seurauksena alemmatkin kerrokset vaurioituvat. World Trade Centerien terrori-iskut Yhdysvalloissa New Yorkissa aiheuttivat yhden tunnetuimmista pannukakkusortumista.



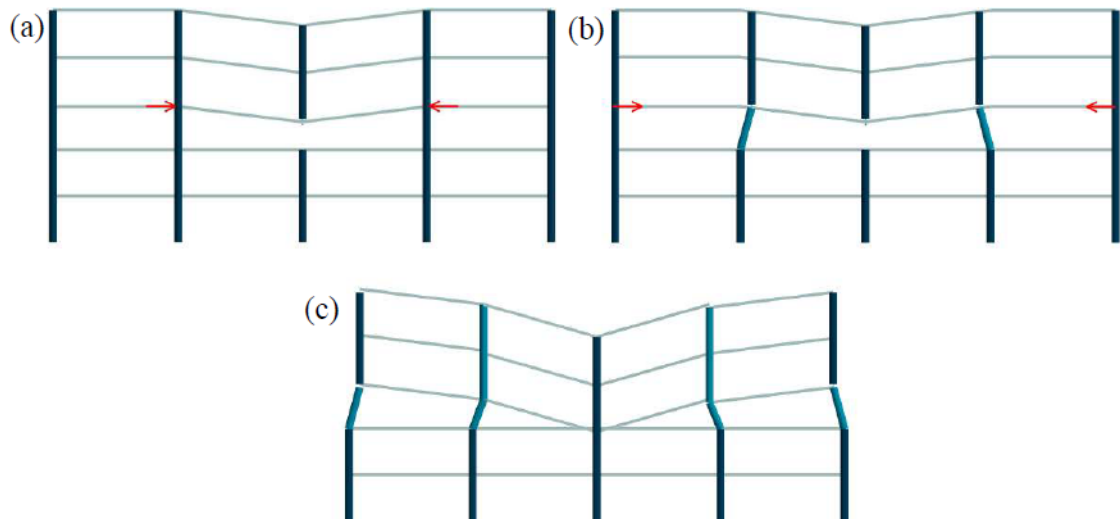
Kuva 2-1 Pannukakkusortuman eteneminen vaiheittain (a) - (d) (Muokattu lähteestä Rätty 2010, 17).

Vetoketjusortuman tyypillisesti aiheuttaa kantokyvyn menetys yhdessä tai useammassa kantavassa rakenteessa. Tämän seurauksena kuormat jakautuvat uudelleen jäljelle jääville rakenteille. Kun jäljellä olevien rakenteiden kapasiteetti ei riitä, aiheuttaa kantokyvyn menetys jatkuvan sortuman. Tyypillisesti vetoketjusortuman alkuvaurio aiheuttaa myös dynaamisia rasituksia rakenteeseen kuormien uudelleen jakautuessa. (Starossek 2009, 16–17.) Kuvassa 2-2 seuraavalla sivulla esitetään vetoketjusortuman eteneminen rakennesysteemeissä. Kuvasta 2-2 nähdään, että kantavan rakenteen kantokyvyn pettäessä kuormat siirtyvät seuraaville pystyrakenteille. Kun näiden kapasiteetti ei riitä, pystyrakenteet sortuvat ja sortuma jatkuu jälleen eteenpäin. Hyvänä esimerkkinä vetoketjusortumasta pidetään Tacoma Narrows Bridge – tapausta Washingtonissa Yhdysvalloissa vuonna 1940. Tuuli sai kyseisen riippusillan värähtelemään sillan ominaistajuuksella ja lopulta yksi sillan kaapeleista katkesi aiheuttaen sillan jatkuvan sortuman. (Starossek 2009, 2.)



Kuva 2-2 Vetoketjusortuman eteneminen vaiheittain (a) - (c) (Muokattu lähteestä Rätty 2010, 19).

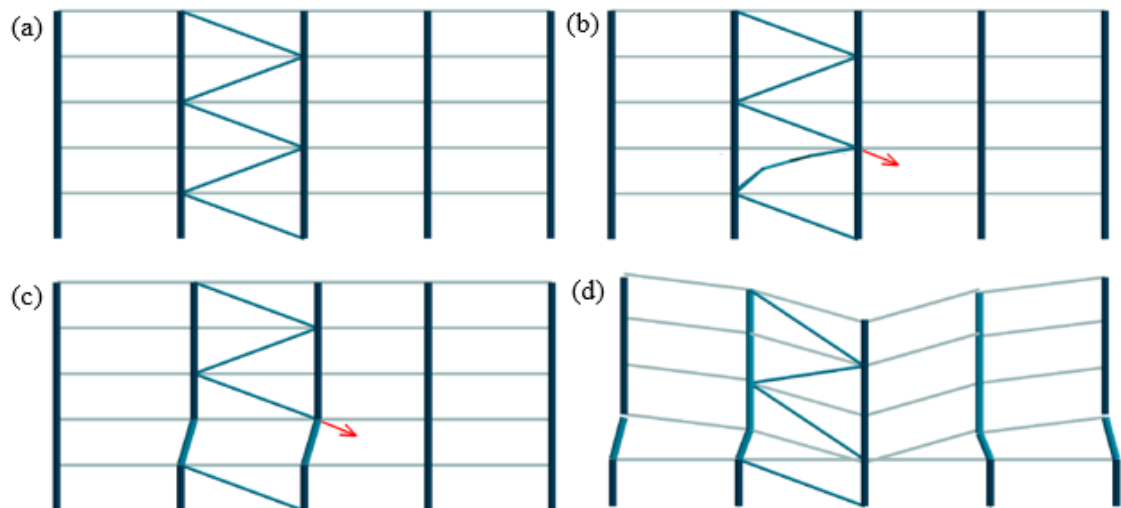
Dominosortuma nimensä mukaisesti muistuttaa dominopalikoiden kaatumisen etenemistä. Sortumatyyppissä rakenne kiertyy ympäri alapäänsä suhteen ja rakenteen yläpää osuu seuraavaan rakenteeseen tai muun rakenteen kautta aiheuttaa seuraavan pystyrakenteen kiertymisen alapään suhteen. Tällöin rakenteen potentiaalienergia muuttuu liikeenergiaksi aiheuttaen horisontaalisen työntövoiman seuraavaan rakenteeseen, jolloin sortuma jatkuu dominopalikoiden tavalla. (Starossek 2009, 17–19.) Kuvassa 2-3 havainnollistetaan, kuinka pystyrakenteen vaurioitumisen jälkeen vaurioituneen rakenteen viereiset pystyrakenteet kiertyvät syntyneestä vetovoimasta ja aiheuttavat jälleen seuraavien rakenteiden kiertymisen ja jatkuvan sortuman.



Kuva 2-3 Dominosortuman eteneminen vaiheittain (a) - (c) (Muokattu lähteestä Rätty 2010, 21).

Viimeinen ylemmän luokan sortumismekanismi on epästabiiliussortuma. Tyypillisesti epästabiiliussortuma syntyy, kun jokin kriittinen puristettu rakenteita jäykistävä rakenteensa vaurioituu. Tämän seurauksena rakenne ei onnistu uudelleen jakamaan jäykistävän rakenteen kuormia muille jäykistäville rakenteille, jonka seurauksena puristetut rakenteet

menettävät stabiiliutensa. Stabiiliteetin menettämisen seurauksena rakenne sortuu. Joissain tapauksissa rakenne menettää stabiiliteettinsa heti ensimmäisen vaurion jälkeen ja rakenne sortuu välittömästi. (Starossek 2009, 20–21.) Kuvassa 2-4 esitetään epästabiiliussortuman vaiheet. Kuvasta nähdään, kuinka rakenteen jäykistävä rakenneosia vaurioituu. Kun jäykistävä osa on vaurioitunut, menettävät muut kuvassa puristuksessa olevat pystyrakenteet stabiiliutensa ja kantokykynsä, minkä seurauksena rakenne sortuu.



Kuva 2-4 Epästabiiliussortuman eteneminen vaiheittain (a) - (d) (Muokattu lähteestä Rätty 2010, 23).

Näiden neljän sortumamekanismin lisäksi Starossek (2009, s. 19–23) esittää kaksi alatasen sortumamekanismia: poikkileikkaussortuma ja yhteissortuma. Yhteissortumat sisältävät useita sortumamekanismeja yhdessä ja poikkileikkaussortuma muistuttaa sortumamekanismiltaan vetoketjusortumaa.

2.3 Menetelmät jatkuvan sortuman estämiseen

Yleisimpiä menetelmiä jatkuvan sortuman estämiseen on vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien suunnittelu, sidevoimamenetelmän käyttäminen tai rakenneosien suunnittelu nimellisen onnettomuuskuorman varalle. Näiden lisäksi on myös rakenteellisia menetelmiä jatkuvan sortuman estämiseen.

2.3.1 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Yksi menetelmä pienentää jatkuvan sortuman esiintymisriskiä, on käyttää vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää, jota ehdotettiin suunnitteluperusteeksi ensimmäisen kerran jo 1970-luvulla (Janssens ja O'Dwyer 2010, 5). Kyseisessä menetelmässä rakenteen tarkastelu suoritetaan siten, että rakenteesta poistetaan kantavia rakenneosia (pilari, palkki jne.) yksi kerrallaan. Menetelmässä jatkuvan sortuman ja paikallisen vaurion rajoittaminen varmistetaan siten, että kuormille löydetään uusi vaihtoehtoinen kuormitusreitti. Poistetun rakenneosan kuormat siirtyvät jäljelle jääneiden rakenneosien kannettavaksi ja nämä rakenneosat muodostavat korvaavan rakennesysteemin, joka kantaa uudelleen jakautuneet kuormat. Jos uusi rakenne kykenee kantamaan uudelleen jakautuneet

kuormat, sortuma on estetty tai se jää vain paikalliseksi. (Suomen betoniyhdistys 2012, 4-5.)

Kantavien rakenteiden poistamisen jälkeen selvitetään rakenteen vaurionsietokyky ja sortuneiden kantavien rakenteiden kuormien siirtyminen vaihtoehtoisella rakennesysteemillä vaurioituneelta alueelta. Kyseinen korvaava rakennesysteemi voidaan mitoittaa muun muassa vetoa kestäväenä köysi- tai kalvorakenteena (Suomen betoniyhdistys 2012, 4). Köysirakenne voi syntyä, kun rakenne ei enää kykene kantamaan kuormia taivutettuna rakenteena, jolloin köysivaikutus tulee vallitsevaksi kuormankantomekanismitiksi (Yin ja Wang 2004, 184). Köysi- ja kalvorakenteiden lisäksi vaihtoehtoisessa rakennesysteemissä voi toimia myös rakenneosia, jotka eivät normaalisti toimisi kantavina rakenteina. Nämä rakenneosat tulee kuitenkin mitoittaa kestäämään onnettomuustilanteen rasitukset. (Suomen betoniyhdistys 2012, 4-5.)

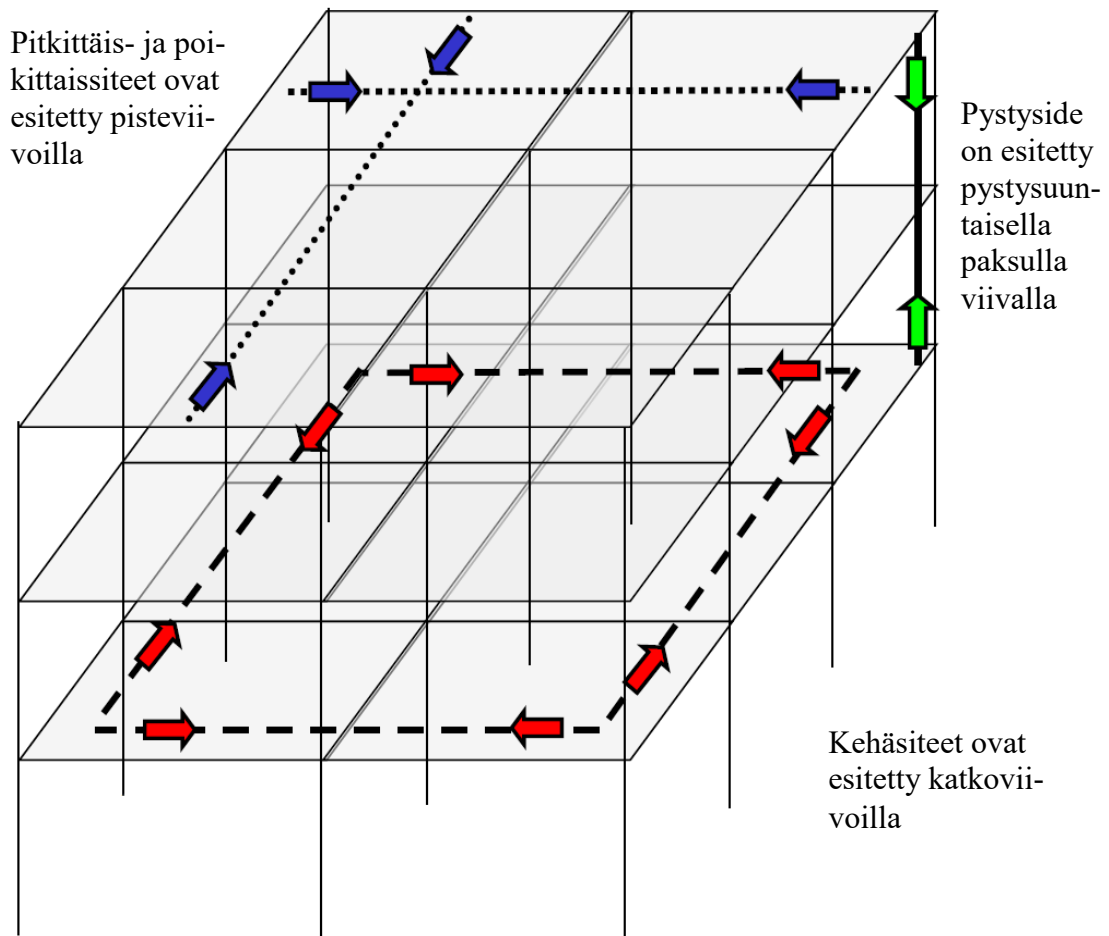
Vaihtoehtoisen rakennesysteemin saavuttamiseksi sallitaan suuretkin muodonmuutokset ja siirtymät. Vaihtoehtoisen rakennesysteemin syntymisen edellytyksenä on, että rakenteisiin voi syntyä plastisia niveliä ja liitoksilla tulee olla suuri muodonmuutoskyky sekä vetovoima kestävyyttä. (Suomen betoniyhdistys 2012, 4-5.) Menetelmän suurimpana etuna pidetään sitä, että se on suora suunnittelumenetelmä (Janssens ja O'Dwyer 2010, 5). Tällä tarkoitetaan sitä, että menetelmä ei ota lainkaan kantaa vaurion alkuperään ja vaurio rakenteessa voi aiheutua määrittelemättömästä syystä (Fu ym. 2016, 161) (Fu 2010, 3974). Tämä helpottaa suunnittelua, sillä suunnittelijan ei tarvitse ennakoida eri onnettomuustapauksia suunnitellessaan rakenteita onnettomuustilanteelle (Janssens ja O'Dwyer 2010, 5).

Kyseillä menetelmällä saadaan hyvin selvitettyä kuormien staattinen uudelleen jakautuminen, mutta dynaamisia vaikutuksia ei menetelmässä oteta huomioon. Kuitenkin todellisuudessa dynaamisia rasituksia syntyy rakenteeseen, sillä rakenteen voidaan olettaa poistetauvan äkillisesti. Kansainvälisissä suunnitteluohjeissa dynaamiset vaikutukset otetaan huomioon käyttämällä aikaisemmin mainittua dynaamista suurennuskerrointa vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän ohella. (Marjanishvili 2004, 79–81.) (Kim ym. 2009, 1.) Toinen tapa huomioida dynaamiset vaikutukset on tehdä dynaaminen analyysi, jossa simuloidaan pilarin poistaminen reaaliajassa eli poistetaan kantavan pilarin kuorman vaikutukset reaaliajassa (Marjanishvili 2004, 82). Tässä työssä sovelletaan kyseistä vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää jatkuvan sortuman estämiseksi.

2.3.2 Sidevoimamenetelmä

Sidevoimamenetelmä esiteltiin ensimmäisen kerran British Standards Institutionin suunnitteluohjeissa Ronan Point asuintalon sortumisen jälkeen vuonna 1968. Sen jälkeen vastaavanlainen suunnittelumenetelmä sisällytettiin eurokoodeihin ja Yhdysvaltojen puolustusministeriön suunnitteluohjeisiin. (Qian ja Bing 2014, 1.) (Li ym. 2011, 2932.)

Sidevoimamenetelmässä rakennuksen eri osat sidotaan mekaanisesti toisiinsa (Li ym. 2011, 2932). Menetelmän tarkoituksena on lisätä rakenteiden jatkuvuutta, sitkeyttä ja siten myös vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Lisäksi menetelmän tarkoituksena on estää ylempien rakennusosien putoaminen alempien osien päälle. Siteitä on sekä pysty- että vaakasuuntaan. Pystysuuntaisia siteitä voidaan käyttää pilareissa ja kantavissa seinärakenteissa. Vaakasiteitä on kolmenlaisia: pitkittäissiteet, poikittaissiteet ja kehäsiteet. Eri-laiset sidemenetelmät ovat esitetty kuvassa 2-5. (DoD 2009, 12–14.) (Qian ja Bing 2014, 1.)



Kuva 2-5 Sidejärjestelmä (Lähde DoD 2009, 14).

Sidevoimamenetelmää on jo pitkään käytetty suunnitteluohjeissa ja sen tavoitteena on saada rakenteeseen lisää sitkeyttä. Menetelmää kritisoidaan siitä, ettei se kuvaa rakenteen oikeaa toimintaa eikä huomioi rakenteen sitkeyttä realistisella tavalla. (Izzudin ym. 2008, 1308.) Muun muassa Aittola (2014, s. 78) sai tuloksiksi, että eurokoodin EN1991-1-7 kansallisen liitteen vaatima sidevoimavaatimus oli alhaisempi kuin rakenteessa esiintyvä normaalivoima poistetun pilarin yläpuolella, kun suoritettiin dynaaminen analyysi käyttämällä vaihtoehtoista kuormansiirtoreitin menetelmää. Tämän lisäksi sidevoimamenetelmä jättää myös kokonaan huomioimatta jatkuvassa sortumassa esiintyvät dynaamiset vaikutukset (Qian ja Bing 2014, 2).

2.3.3 Avainasemassa oleva rakennusosa

Mahdollisessa onnettomuustilanteessa paikallisen vaurion laajuuden rajoittamiseen esitetään menetelmää, jossa rakenne mitoitetaan avainasemassa olevana rakennusosana (Starossek 2009, 42) (SFS-EN 1991-1-7: 2014, 26). Avainasemassa olevalla rakennusosalla tarkoitetaan kantavaa rakennusosaa, josta riippuu muun rakenteen stabiilius.

Kyseisessä menetelmässä avainasemassa oleva rakennusosa suunnitellaan kestäväksi nimellinen onnettomuuskuorma A_d . Tällöin rakenteen todennäköisyys säilyä käyttökelpoisena onnettomuustilanteessa kasvaa lisäten rakenteen vaurionsietokykyä. Menetelmää käytetään, kun vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä ei pystytä järjestämään tai jos vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin tai sidevoimamenetelmän käyttö aiheuttaa rakenteessa vaurion, joka ylittää hyväksytyn vaurion rajan. (SFS-EN 1991-1-7: 2014, 26–28.) (Izzudin ym. 2008, 1308.) Toisin sanoen menetelmää käytetään sellaisissa rakenteissa, joihin muut menetelmät eivät sovellu. Tällaisia rakenteita voivat muun muassa olla kapeat korkeat rakennukset tai muuten suuruudeltaan pienet rakennukset, joissa on vain muutama avainasemassa oleva rakennusosa. (Starossek 2009, 43–44.)

Rakenteen mitoittaminen avainasemassa olevana rakennusosana ei ole kuitenkaan menetelmänä yhtä tehokas kuin vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti. Kuten aikaisemmin on mainittu, vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti ei ota kantaa vaurion lähteeseen, joten rakenteen kantokyvyn menetys voi syntyä määrittelemättömästä tapahtumasta. Avainasemassa oleva rakennusosa taas mitoitetaan onnettomuuksille, jotka ovat ennakoitavissa. (Starossek 2009, 43–44.)

2.3.4 Muut menetelmät

Aikaisemmin mainittujen yleisimpien suunnittelumenetelmien lisäksi jatkuvaa sortumaa voidaan estää myös muilla tavoilla, kuten lohkomalla rakenne eri osiin, erilaisilla rakenneratkaisuilla ja rajoittamalla vaurioitumisvaaraa.

Jatkuvaa sortumaa voidaan estää jakamalla rakenne lohkoihin liikuntasaumojen avulla eli osastoimalla. Rakenteen eri lohkot toimivat menetelmässä täysin erillisinä rakenteina. Menetelmää käytetään, kun vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä ei pystytä luomaan rakenteeseen. Sortuma saa syntyä lohossa eikä sortuma tällöin jatku tai leviä muille alueille. (Starossek 2009, 47–54.) (NIST 2007, 56.) Menetelmän käytettävyyks usein rajoittuu mataliin rakenteisiin tai siltoihin, sillä korkeissa rakennuksissa pystysuuntainen sortuma voi aiheuttaa suurtakin tuhoa. Korkeissa rakennuksissa kyseinen menetelmä johtaa usein vankkoihin välipohjaratkaisuihin. Vankkojen välipohjien tarkoituksena on estää ylhäältä putoavat rakenteet sortuman sattuessa. (NIST 2007, 56.)

Näiden menetelmien lisäksi NIST (2007, s. 31) esittää yleisiä menetelmiä, joilla rakenteellisin keinoin voidaan vähentää jatkuvan sortuman riskiä lisäämällä rakennesysteemiin kokonaissitkeyttä. Rakenteen kokonaissitkeyttä eli vaurionsietokykyä voidaan NIST:n mukaan lisätä erilaisin runkoratkaisuin. Rakenteellisesti on edullista suunnitella symmetrinen rakennus sekä sijoittaa pilarit ja palkit tihein välein, jottei syntyisi suuria jännevälejä

kantavien rakenteiden väliin. Tämän lisäksi on edullista suunnitella jatkuvia palkkeja, jotka minimoivat taipumia ja parantavat vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien synty- mistä. Rakennesysteemissä tulisi myös välttää epäjatkuvuuskohtia tai epäkeskisyyttä. Epäkeskiset rakenteet voivat aiheuttaa suurempia momentteja rakennesysteemiin äärim- mäisissä kuormitustilanteissa ja epäjatkuvuuskohdat voivat aiheuttaa yksittäisiä suuria kuormakeskittymiä johonkin rakennuksen osaan. (NIST 2007, 55–56.)

Rakenteellisesti voidaan jatkuvaa sortumaa estää myös perustusrakenteiden oikealla suunnittelulla. Tässä esitetään muutama eri menetelmä. Perustuksille on edullista leven- tää anturoita tai tehdä niistä korkeampia. Esimerkiksi anturoiden leventtäminen vähentää kantavan maakerroksen painetta ja korkeammat anturat estävät anturan vaurioitumista pi- larin iskukuormasta. Perustuksen ja pilarin liitos tulisi tarkistaa ylimääräiselle taivutuk- selle, jota voi esiintyä kuormien uudelleen jakautuessa kantavan rakenteen poistumisen seurauksena. Tämän lisäksi rakennesysteemissä tulisi käyttää nauha-anturoita tai perus- tuspalkkeja parantamaan kuormien uudelleen jakautumista. Perustusrakenteet tulisi mi- toittaa siten, ettei kuormien uudelleen jakautuminen aiheuta liian suuria kuormia jäljelle jääville perustuksille. (NIST 2007, 56.)

Näiden rakenteellisten ja lohkomismenetelmien lisäksi jatkuvaa sortumaa voidaan eh- käistä myös rajoittamalla vaurioitumisvaaraa tai onnettomuuden syntymistä. Näin voi- daan tehdä muun muassa rajoittamalla tai kontrolloimalla julkista pääsyä eri alueisiin tai suojaamalla rakenteita muun muassa törmäyssuojilla. (Starossek 2009, 42.)

2.4 Jatkuvan sortuman estäminen Suomessa

2.4.1 Eurokoodit

Eurokoodin standardi SFS-EN 1990 määrittelee rakenteiden suunnitteluperusteet (SFS- EN 1990: 2006). Standardin perusvaatimuksiin kuuluu, että rakenne tulee suunnitella ja toteuttaa siten, että se säilyttää koko suunnitellun käyttöikänsä ajan tarvittavan luotetta- vuustasonsa ja taloudellisesti kestää sen toteutuksen sekä käytön ajan kaikki todennäköi- sesti esiintyvät kuormat ja vaikutukset. Lisäksi rakenteen tulee pysyä vaadittuun tarkoi- tukseensa käyttökelpoisena. Rakennus tulee suunnitella siten, että sillä on riittävä käyttö- kelpoisuus, kestävyys ja säilyvyys. Onnettomuuksien suhteen tulee rakenne suunnitella siten, ettei onnettomuustilanne vaurioita rakennetta alkuperäiseen vaurioon nähden suh- teettoman paljon. (SFS-EN 1990: 2006, 44.)

Suomessa jatkuvan sortuman hallinnan ohjeistus perustuu eurokoodin standardiin SFS- EN 1991-1-7, joka määrittelee suunnittelussa käytettävät yleiset onnettomuuskuormat ja menetelmät jatkuvan sortuman estämiseen (SFS-EN 1991-1-7: 2014). Tämän lisäksi Suo- men ympäristöministeriön asetus ”*Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakenta- misessa*” määrittää kaikista rakenteiden onnettomuuskuormia koskevista kansallisista va- linnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-7. Asetuksen mukaan standardin SFS- EN 1991-1-7 liitettä A ”*Suunnittelu määrittelemättömästä syystä rakennukseen aiheutu-*

van paikallisen vaurion seuraamusten varalta” ei käytetä ja sen sijaan käytetään kansallisen liitteen asiakirjaa ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta”. (Ympäristöministeriön asetus 2010.)

Kyseisen kansallisen liitteen asiakirjan sekä ympäristöministeriön asetuksen mukaan on hyväksyttävää suunnitella rakennus siten, että paikallisia vaurioita voi syntyä rakentamiseen onnettomuustilanteessa. Vaurio ei kuitenkaan saa aiheuttaa koko rakennuksen tai sen merkittävän osan sortumista. Onnettomuuden jälkeen rakenteen tulee pysyä toimintakykyisenä vähintään sen ajan, joka tarvitaan ihmisten poistumiseen ja pelastamiseen rakennuksesta ja sen läheisyydestä. Joiltain rakennuksilta voidaan kuitenkin vaatia pidempikestoista toimintakykyä. Tällaisia rakennuksia voivat olla muun muassa rakennukset, joissa käsitellään vaarallisia aineita tai turvataan tärkeitä palveluita yhteiskunnalle. (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2009, 13).

Näiden perusvaatimusten ja onnettomuustilanteen vaatimusten lisäksi eurokoodin standardin SFS-EN 1990 kohdan 2.2 kohdan (5) mukaan rakenteiden kestävyys ja käyttökelpoisuuteen liittyvät luetettavuustasot voidaan saavuttaa yhdistelemällä tarkoituksen mukaisesti useita eri toimenpiteitä, jotka ovat mainittu standardin kyseisessä kohdassa. Suunnittelija voi soveltaa näitä menettelytapoja yhdessä ja näin varmistaa rakenteelle riittävän luotettavuustason onnettomuustilanteissa. Näitä toimenpiteitä ovat muun muassa:

- ennalta estävät ja suojaavat toimenpiteet,
- toimenpiteet, jotka liittyvät mitoituslaskelmiin,
- laadunhallintaan liittyvät toimenpiteet,
- toimenpiteet, joiden tarkoituksena on vähentää rakenteen mitoituksen ja toteutuksen virheitä ja karkeita inhimillisiä virheitä,
- muut toimenpiteet, jotka liittyvät seuraaviin muihin suunnitteluasioihin: perusvaatimukset, vaurionsietokyvyn taso, säilyvyys, edeltävien maaperä- ja mahdollisen ympäristövaikutusten tutkimusten laajuus ja laatu, käytettävien mekaanisten mallien tarkkuus ja yksityiskohtien suunnittelu,
- pätevä toteutus tai
- riittävä tarkastustoiminta ja ylläpito hankeasiakirjoissa määriteltyjen menettelytapojen mukaisesti. (SFS-EN 1990: 2006, 46–48).

Tämän lisäksi työn kirjoittamisen hetkellä ympäristöministeriö on ilmoittanut komissiolle uudet asetusluonnokset koskien eurokoodien kansallisia valintoja. Toisin sanoen ympäristöministeriön asetus on uudistumassa koskien standardin SFS-EN 1991-1-7 kansallisia valintoja ja ohjeistus onnettomuustilanteiden mitoittamisesta muuttuu. (Suomen ympäristöministeriön WWW-sivusto, viitattu 15.7.2016).

2.4.2 Käytettävät kuormitusyhdistelmät

Kun rakennusta mitoitetaan jatkuvaa sortumaa vastaan, käytetään suunnittelussa onnettomuuskuormitusyhdistelmää (SFS-EN 1991-1-7: 2014). Suomen ympäristöministeriön asetuksen mukaan tilaaja ei saa ilman viranomaisen suostumusta sopia pienempiä hankekohtaisia arvoja onnettomuuskuormille kuin, mitä standardissa SFS-EN 1991-1-7 tai sen kansallisessa liitteessä on esitetty (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2009).

Onnettomuustilanteille annetaan kaksi eri kuormitusyhdistelmää riippuen siitä, mikä muuttuva kuorma on rakenteessa määräävänä. Onnettomuustilanteessa kaikkien kuormien osavarmuuskertoimet ovat 1,0 ja muuttuvat kuormat kerrotaan yhdistelykertoimella. Kuormitusyhdistelmä voidaan esittää seuraavassa muodossa, kun pääasiallinen kuorma on muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma (*kaava 2-1*). (SFS-EN 1990: 2006, 80–81 ja 92.)

$$G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}} + P + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} Q_{k,i} \psi_{2,i} \quad (2-1)$$

| | | |
|--------------|----------------------|------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | $G_{k,j,\text{sup}}$ | <i>on rakenteen epäedullinen pysyvä kuorma</i> |
| | $G_{k,j,\text{inf}}$ | <i>on rakenteen edullinen pysyvä kuorma</i> |
| | A_d | <i>on määräävä onnettomuuskuorma</i> |
| | P | <i>on esijännitys kuorma</i> |
| | $\psi_{2,1}$ | <i>on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin</i> |
| | $\psi_{2,i}$ | <i>on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin</i> |
| | $Q_{k,1}$ | <i>on määräävä muuttuva kuorma</i> |
| | $Q_{k,i}$ | <i>on muut muuttuvat kuormat</i> |

Kun pääasiallinen kuorma on jää-, lumi- tai tuulikuorma, on kuormitusyhdistelmä vastaavasti (*kaava 2-2*) (SFS-EN 1990: 2006, 80–81 ja 92)

$$G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} Q_{k,i} \psi_{2,i} \quad (2-2)$$

| | | |
|--------------|--------------|----------------------------------------------|
| <i>missä</i> | $\psi_{1,1}$ | <i>on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin</i> |
|--------------|--------------|----------------------------------------------|

Laskennassa käytettävät kuormien yhdistelykertoimien arvot riippuvat muuttuvan kuorman laadusta sekä rakennuksen käyttötarkoituksesta ja löytyvät standardista SFS-EN 1990 liitteestä A (SFS-EN 1990: 2006, 86). Tapaustutkimuksen laskennassa käytettävät arvot esitetään luvussa viisi tapaustutkimuksen yhteydessä. Kevennettyjen kuormien lisäksi onnettomuustilanteissa sallitaan myös poikkeuksellisesti pienemmät materiaalien osavarmuusluvut, jotka ovat betonille $\gamma_c = 1,2$, teräkselle ja betonin raudoitusteräksille $\gamma_s = 1,0$ sekä jänneteräkselle $\gamma_s = 1,0$. (SFS-EN 1992-1-1: 2015, 26.) (SFS-EN 1993-1-1: 2005, 48.)

2.4.3 Seuraamusluokat ja toimenpiteet

Jatkuvan sortuman estämiseen käytettävät toimenpiteet riippuvat rakennuksen seuraamusluokasta. Eurokoodi ja sen kansallinen liite jaottelevat rakenteen onnettomuusrajatilan seuraamusluokkiin. Seuraamusluokat jaotellaan vähäisten, keskisuurten ja suurten seuraamusten luokkiin, joista osa jaetaan vielä alaluokkiin. Taulukossa 2-1 on esitetty rakennusten jaottelu seuraamusluokkiin. Taulukosta 2-1 nähdään mihin seuraamusluokkaan erityyppiset rakennukset kuuluvat. (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2009, 13–14.)

Taulukko 2-1 Rakennusten jaottelu seuraamusluokkiin onnettomuustilanteessa (SFS-EN 1991-1-7 NA, 14).

| Seuraamusluokka | Rakennuksen tyypin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus |
|---------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | 1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot |
| 2a Melko pienen riskin ryhmä | Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta ¹⁾ tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m |
| 2b Melko suuren riskin ryhmä | Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3 |
| 3a | 9-15 kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset |
| 3b | Muut yli 8-kerroksiset ²⁾ rakennukset Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan |

¹⁾ Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.

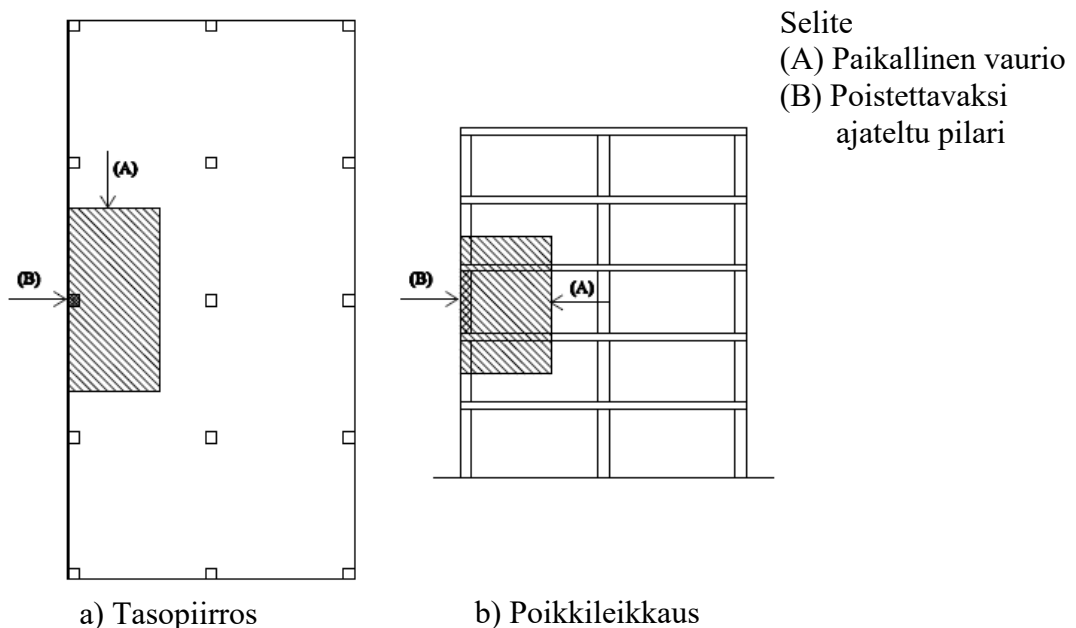
²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

Jokaiselle seuraamusluokalle on asetettu toimenpiteet, joita noudattamalla saadaan rakenne, joka standardin mukaan kestää paikallisen vaurioin ilman että sortuma etenee suhteettoman laajaksi. Ensimmäisen seuraamusluokan rakenteille ei ole asetettu erillisiä vaatimuksia onnettomuustilanteille, vaan normaalisti vallitsevan mitoitustilanteen vaatimusten täyttäminen rakenteessa riittää. Seuraamusluokan 2a rakennuksissa tulee käyttää vaakasiteitä tai vaakarakenteet tulee ankkuroida seiniin. (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2010, 15.)

Seuraamusluokassa 2b annetaan kaksi vaihtoehtoista menettelytapaa. Ensimmäisessä vaihtoehdossa tulee vaakarakenteissa käyttää vaakasiteitä, kantavissa pilareissa sekä seinissä pystysiteitä ja pystyrakenteet sitoa vaakarakenteisiin. Vaihtoehtoisena menetelmänä voidaan rakennuksesta poistaa mikä tahansa tukipilari, pilaria tukeva palkki tai kantavan seinän lohko yksi kerrallaan rakennuksen jokaisesta kerroksesta, eikä rakennus saa tästä johtuen menettää stabiilitettiaan eikä paikallinen vaurio saa ylittää hyväksyttyä rajaa. Tätä menetelmää kutsutaan vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmäksi. Jos vaurio ylittää hyväksytyn rajan, tulee rakenne suunnitella avainasemassa olevana rakennusosana. Seuraamusluokassa 3a sovelletaan vastaavaa menettelytapaa kuin seuraamusluokassa 2b. (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2010, 15.)

Seuraamusluokassa 3b tulee tehdä riskinarviointi, jossa otetaan huomioon ennakoitavissa ja ennakoimattomissa olevat vaaratilanteet. Riskinarvioinnin tuloksista huolimatta, rakenteen on silti täytettävä vastaavalaiset vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän vaatimukset, kuten seuraamusluokissa 2b ja 3a. Jos vaatimukset eivät täyty, on tässäkin seuraamusluokassa rakenne mitoitettava avainasemassa olevana rakennusosana. (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2010, 15.)

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän yhteydessä mainittu hyväksytyn vaurion raja riippuu rakennuksen tyypistä. Rakennuksen tyypit jaetaan monikerroksisiin rakennuksiin ja hallimaisiin rakennuksiin. Monikerroksisissa rakennuksissa vaurion laajuus yhdessä kerroksessa saa suurimmillaan olla 15 % kerroksen lattiapinta-alasta ja enintään 100m²/kerros. Vaurio saa tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa. Kuvassa 2-6 on havainnollistettu vaurion laajuus monikerroksisissa rakennuksissa. (SFS-EN 1991-1-7 NA: 2010, 21.)



Kuva 2-6 Hyväksytyn vaurion laajuus monikerroksisissa rakennuksissa.

Kuten johdannossa mainittiin, suunnitteluohjeista on havaittavissa, että vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käytölle ei anneta kunnollista ohjeistusta. Suunnitteluohjeissa määritellään pelkästään poistetuiksi ajateltavat rakenteet ja mikä on hyväksytty vaurion laajuus rakenteen poistuttua. Muita ohjeita ei anneta, vaikka seuraamusluokassa 3b vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti on ainoa menettelytapa jatkuvan sortuman estämiseksi. Ohjeistusta ei muun muassa anneta pilarin oikeaoppiseen poistotapaan mallissa. Lisäksi ohjeistuksia ei anneta lainkaan menetelmän dynaamisten vaikutusten huomioimiseksi. Suunnitteluohjeet huomioivat pelkästään rakenteiden staattisen uudelleen jakautumisen eikä ohjeistuksessa mainita mitään dynaamisten analyysien tai dynaamisten suurenuskertoimien käytöstä suunnittelun tukena. (SFS-EN 1991-1-7: 2014, 13–21.)

3 Dynaamiset vaikutukset

Marjanishvilin ja Agnewin mukaan (2006, s. 365–366) tärkeintä rakenteiden jatkuvan sortuman analysoinnissa on ymmärtää, että jatkuva sortuma on dynaaminen ilmiö. Seuraavassa luvussa käsitellään lyhyesti rakenteissa esiintyvä yleisin vaimenemistapaus, rakenteiden värähtelyn differentiaaliyhtälö ja Rayleigh-menetelmä. Luvussa perehdytään siihen, miten kantavan rakenteen poistosta aiheutuvaa rakenteen maksimisiirtymävastetta voidaan arvioida. Siirtymävastetta voidaan arvioida muun muassa Duhamelin integraalilla ja energiamenetelmällä.

3.1 Rakenteen värähtely

3.1.1 Rakenteen vaimeneminen

Rakenteiden vaimenemisen huomiointi perustuu yksinkertaiseen havaintoon. Kun lineaarinen ja elastinen systeemi asetetaan liikkeelle, se heilahtelee harmonisesti, kunnes liike vähitellen vaimenee ja systeemi on taas levossa. Toisin sanoen systeemin liike-energia vähitellen pienenee. (Strommen 2014, 355.)

Kaikki rakenteet vaimentavat energiaa värähdellessään. Joissain tapauksissa värähtely heikkenee erittäin vähän, ja näissä tapauksissa voi ollakin realistista analysoida värähtelyä ilman vaimennusta. (Beards 1996, 31.) Tällaisia tapauksia on muun muassa analyysit, joissa halutaan määrittää rakenteen maksimisiirtymäreaktio impulssikuormista (Clough ja Penzien 1993, 73). Kuitenkin rakenteissa usein värähtely heikkenee huomattavasti. Tällöin amplitudin heikkeneminen tulee ottaa huomioon dynaamisissa analyyseissa. (Beards 1996, 31.)

Vaimennusta on usein vaikea mallintaa tarkasti, koska systeemeissä saattaa vallita useita eri vaimenemismekanismeja. Kuitenkin rakenteissa yleensä yksi vaimenemismekanismi on hallitsevampi kuin muut, jolloin käyttämällä yhtä hallitsevampaa vaimenemismekanismia saadaan riittävä tarkkuus rakenteen vaimenemiselle. (Beards 1996, 31.) Rakenteiden dynamiikassa rakenteiden vaimeneminen voidaan jakaa usealla tavalla. Strommenin (2014, s. 356) ja Hibbelerin (2007, 642) mukaan rakenteiden dynamiikassa tunnetaan pääasiallisesti kaksi vaimenemismallia: viskoosinen malli ja kitkamalli. Molemmissa malleissa materiaalmalli koostuu vaimentimesta sekä jousesta, jonka oletetaan olevan ajasta riippumaton ja toiminnaltaan lineaarinen. Strommenin (2014, s. 356) mukaan viskoosinen malli on kuitenkin yleisin vaimenemismalli rakenteiden dynaamisissa tarkasteleissa. Seuraavaksi esitellään viskoosinen vaimenemismalli (Sun ja Lu 2002, 4).

Useissa tapauksissa vaimeneminen johtuu jonkin aineen kuten veden tai esimerkiksi ilman vastuksesta, missä systeemi tai kappale värähtelee. Esimerkiksi rakennuksien voidaan olettaa liikkuvan ilman läpi. Jos kappaleen oletetaan liikkuvan hitaasti aineen läpi, liikkeen vastus on suoraan verrannollinen kappaleen nopeuteen. Tässä tapauksessa syntyy voima, jota kutsutaan viskoosiseksi vaimennusvoimaksi. Rakenteiden värähtelyssä tällä viskoosisella vaimennuksella kuvataan tavallisesti materiaalivaimennusta tai plastista käyttäytymistä, jotka ovat teoreettisesti esimerkiksi siirtymään verrannollisia.

Viskoosista vaimennusvoimaa eli rakenteen vastusta heilahtelulle kuvaa seuraava yhtälö (kaava 3-1). (Hibbeler 2007, 642.) (Fertis 1973, 5.) (Sun ja Lu 2002, 4-5.)

$$F = c\dot{x} \quad (3-1)$$

| | | |
|--------------|-----------------------------|---------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | <i>c</i> | <i>on viskoosisen vaimenemisen kerroin [Ns/m]</i> |
| | <i>\dot{x}</i> | <i>on nopeus [m/s]</i> |

Vaimennuskertoimen suositusarvot tulisi aina tarkistaa kansallisista standardeista. Eurokoodin maanjäristyksen vastaisen suunnittelun suunnitteluohjeet antavat rakenteiden viskoosiselle vaimennussuhteelle yleisesti arvon $\zeta=5\%$. Viskoosinen vaimennussuhde saadaan vaimennuskertoimen c avulla, minkä yksi ratkaisu on esitetty kaavassa 3-4. Jos suunnittelussa käytetään muuta arvoa, arvon pitää olla annettu jossain standardin SFS-EN 1998:n relevantissa osassa. (SFS-EN 1998-1-1: 2005, 37 ja 40.)

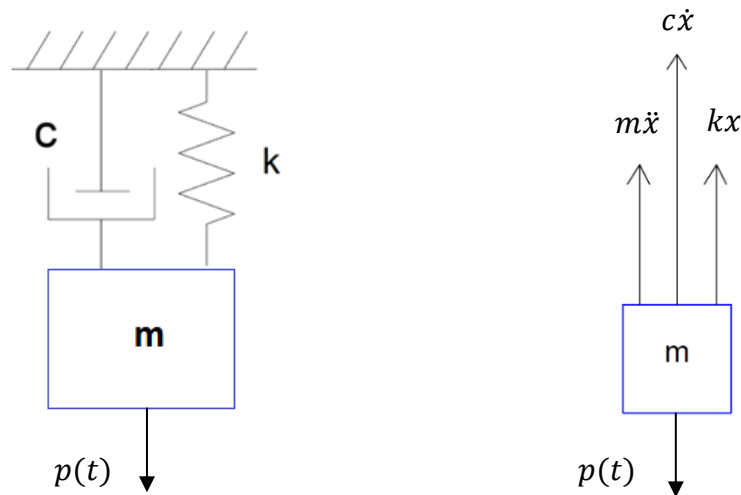
3.1.2 Yhden vapausasteen järjestelmän differentiaaliyhtälö

Yleensä todellisilla rakenteilla on suuri määrä toisiinsa liitettyjä rakennusosia. Tästä johtuen rakenteilla on teoreettisesti ääretön määrä eri vapausasteita. Jos kaikki nämä vapausasteet otetaan huomioon rakenteiden dynaamisessa analysoinnissa, tulee laskettavasta yhtälöryhmästä suuri ja sen analysointiin voi kulua paljon aikaa (Beards 1996, 10–11.), mikä ei useinkaan ole perusteltavaa teoreettisten oletusten rajoittaessa kuitenkin tulosten tarkkuutta.

Yleensä kuitenkin todellisten rakenteiden analysoinnissa on riittävää soveltaa muutamaa vapausastetta. Tämä johtuu siitä, että joissain suunnissa rakenteen siirtymät ovat estetty, siirtymiä ei niihin suuntiin heilahtelussa muuten synny tai siirtymät ovat niin pieniä, että ne voidaan jättää tarkastelussa huomioimatta. Yksinkertaistettujen mallien tulokset ovat yleensä tehtävissä tarkasteluissa riittäviä. Joskus täytyy kuitenkin tehdä kompromissi isojen laaja-alaisten usean vapausasteen mallien ja yksinkertaisten mallien välillä. (Beards 1996, 10–11.)

Rakenteen värähtelyä eli liikettä voidaan siis idealisoida jopa lineaarisella yhden vapausasteen järjestelmällä. Kyseisessä mallissa käytetään vain yhtä koordinaattia analysoidessa rakenteen liikettä. Liikettä muissa suunnissa saattaa esiintyä, mutta niiden oletetaan olevan mitättömiä tarkasteltavaan suuntaan verrattuna. (Beards 1996, 11.)

Seuraavaksi tarkastellaan viskoosisesti vaimennuttua yhden vapausasteen värähtelijän liikettä. Kyseisellä järjestelmällä on ulkoinen kuorma $p(t)$ ja se koostuu yhdestä massasta, jousesta ja viskoosisesta vaimentimesta. Seuraavalla sivulla kuvassa 3-1 on esitetty viskoosinen yhden vapausasteen värähtelijä ja sen vapaakappalekuvio. Kuvassa kappaleen liike on alaspäin. (Hibbeler, 2007) (Strommen 2014, 61–62.)



Kuva 3-1 Viskoosisesti vaimennettu yhden vapausasteen värähtelijä vasemalla ja sen vapaakappalekuvio oikealla (Muokattu lähteestä Hibbeler 2007, 642).

Tälle systeemille voidaan johtaa differentiaaliyhtälö käyttämällä kuvassa 3-1 olevaa oikealla esitettyä vapaakappalekuviota sekä soveltamalla Newtonin toista lakia. Tästä saadaan viskoosisesti vaimennetulle yhden vapausasteen värähtelijälle seuraava differentiaaliyhtälö (kaava 3-2). (Fertis 1973, 19.) (Hibbeler 2007, 642.) (Beards 1996, 32.)

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p(t) \quad (3-2)$$

| | | |
|--------------|-------------|----------------------------------------|
| <i>missä</i> | <i>m</i> | <i>on kappaleen massa [kg]</i> |
| | <i>c</i> | <i>on viskoosinen vaimennus [Ns/m]</i> |
| | <i>k</i> | <i>on jousivakio [N/m]</i> |
| | <i>x</i> | <i>on värähtelyn amplitudi [m]</i> |
| | \dot{x} | <i>on nopeus [m/s]</i> |
| | \ddot{x} | <i>on kiihtyvyys [m/s²]</i> |
| | <i>p(t)</i> | <i>on ulkoinen kuorma [N]</i> |

Kun kaavan 3-2 mukaisella yhtälöllä ei ole ulkoista kuormaa, saadaan seuraava yhtälö (kaava 3-3).

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (3-3)$$

Yhtälö 3-3 kuvaa rakenteen vapaata värähtelyä. Kyseinen toisen asteen vapaan värähtelijän differentiaaliyhtälö voidaan ratkaista käyttämällä yritettä $x=Xe^{st}$. Tällöin rakenteen vaimennussuhteeksi saadaan (kaava 3-4)

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (3-4)$$

Todellisille rakenteille vaimennussuhde on usein $\zeta < 1$. (Beards 1996, 32.) Kyseisessä tapauksessa rakenne on niin sanotusti alivaimennettu.

Tällöin toisen asteen vapaan värähtelijän differentiaaliyhtälölle saadaan seuraava ratkaisu alkuehdoille $\dot{x}(0) = \dot{x}_0$ ja $x(0) = x_0$ (kaava 3-5) (Sun ja Lu 2002, 46–47).

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_D t} \left(\frac{\dot{x}_0 + \zeta\omega_D x_0}{\omega_D} \sin \omega_D t + x_0 \cos \omega_D t \right) \quad (3-5)$$

| | | |
|--------------|------------|--------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | $x(t)$ | <i>on liikkeen amplitudi ajan suhteen [m]</i> |
| | ω | <i>on kulmataajuus ilman vaimennusta [rad/s]</i> |
| | ω_D | <i>on vaimennettu kulmataajuus [rad/s]</i> |
| | t | <i>on aika [s]</i> |
| | ζ | <i>on vaimennussuhde</i> |

Kaavassa 3-5 esiintyvä ω_D on rakenteen vapaan värähtelyn taajuus, joka voidaan esittää seuraavan kaavan avulla (kaava 3-6) (Clough ja Penzien 1993, 89).

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3-6)$$

3.2 Hetkellinen dynaaminen kuormitus

3.2.1 Impulssikuormitus

Yksi mahdollinen dynaaminen kuormitustilanne yhden vapausasteen järjestelmässä on impulssikuorma, joka koostuu yhdestä ainoasta pulssista. (Chopra 2007, 135.) Impulssikuorma aiheuttaa pakkovärähtelyvaiheen rakenteeseen ja vapaan värähtelyn tavoin rakenne värähtelee ominaistajuudellaan (Sun ja Lu 2002, 54).

Impulssikuormat ovat kestoltaan hyvin lyhytaikaisia värähtelijän ominaisheilahdusaikaan verrattuna ja usein selvästi alle yhden sekunnin kestoisia. Impulssikuormien yhteydessä rakenteen maksimireaktio saavutetaan ominaisheilahdusajan keston nähden nopeasti, joten vaimenemisvoimat eivät usein ehdi juurikaan sitomaan ennen maksimivastetta energiaa rakenteessa. Tämän vuoksi tavanomaisella materiaalilla vaimenemisella tyypillisesti ei ole suurta vaikutusta impulssikuorman aiheuttaman maksimireaktion suuruuteen ja vaimeneminen usein jätetään maksimireaktiota tarkasteltaessa täysin huomioimatta. (Clough ja Penzien, 1993, 73.) Kun vaimeneminen jätetään huomioimatta, saadaan konservatiivinen eli varmalla puolella oleva tulos maksimivasteen suuruudelle. Vain tapauksissa, joissa rakennesysteemi on erittäin vaimennettu, tulee ottaa vaimeneminen huomioon impulssikuormia tarkastellessa. Tällaiset rakennesysteemit sisältävät usein erillisiä vaimentimia. (Chopra 2007, 154–155.)

Impulssikuorman aiheuttamaa liikettä voidaan kuvata kaavan 3-2 avulla, kun korvataan kaavan kuormitus $p(t)$ rakenteeseen vaikuttavalla impulssikuormituksella (Sun ja Lu 2002, 54). Impulssikuorman vaikutusajan jälkeen rakenne värähtelee vapaana värähtelijänä kaavan 3-3 mukaisesti (Clough ja Penzien 1993, 74–79). Näiden yhtälöiden käytön lisäksi impulssikuorman aiheuttamaa maksimisiirtymävastetta voidaan kuvata myös Duhamelin integraalilla, joka esitetään seuraavassa alaluvussa 3.2.2 (Clough ja Penzien 87).

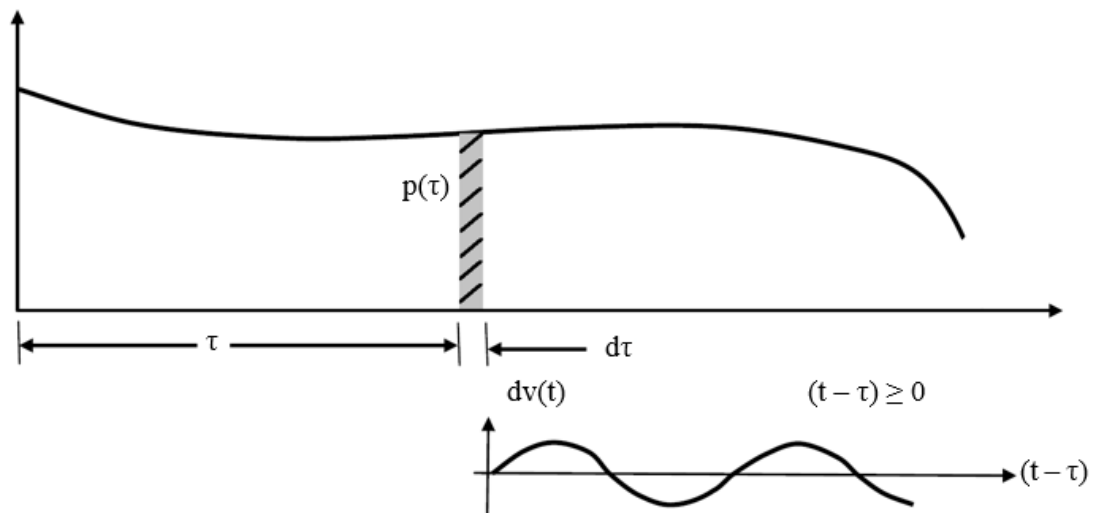
Kantavan pilarin poistaminen rakennesysteemistä voidaan kuvata juurikin mainitulla impulssikuormituksella. Pilarin poistaminen voidaan muun muassa kuvata korvaamalla kuormitus $p(t)$ Duhamelin integraalin yhtälössä tai kaavan 3-2 yhden vapausasteen värähtelijän differentiaaliyhtälössä kahdella erimallisella impulssikuormalla:

- laskevalla kolmionmallisella impulssikuormalla ja
- impulssikuormalla, jolla on äärellinen nousuaika, jonka jälkeen kuormituksen suuruus on vakio.

Tässä diplomityössä pilarin poistaminen mallinnetaan toimistorakenteen analyyseissa laskevana kolmionmallisena impulssikuormana, joka esitetään tarkemmin alaluvussa 3.2.3. Lisäksi vertailulaskelmissa pilarin poistuminen mallinnetaan impulssikuormana, jolla on äärellinen nousuaika, joka esitetään alaluvussa 3.2.4.

3.2.2 Duhamelin integraali

Duhamelin integraali antaa yhden vapausasteen järjestelmän dynaamisen kuormituksen aiheuttaman siirtymävasteen. Kyseinen yhtälö ilman vaimennusta voidaan johtaa kuvan 3-2 avulla.



Kuva 3-2 Duhamelin integraalin johtaminen (Lähde Clough ja Penzien 1993, 87).

Tällöin kuvitellaan joku mielivaltainen kuorma $p(t)$ ja erityisesti ajatellaan kuorman intensiteettiä $p(\tau)$ ajalla $t = \tau$. Tämä kuormitus lyhyellä ajalla $d\tau$ aiheuttaa lyhytaikaisen impulssin $p(\tau)d\tau$ rakenteeseen. Täten differentiaaliselle aikaintegraalille $d\tau$ syntyvä reaktio kuormituksesta $p(\tau)$ voidaan tarkasti esittää seuraavan kaavan avulla (kaava 3-7). (Clough ja Penzien 1993, 87–88.)

$$dx(t) = \frac{p(\tau)d\tau}{m\omega} \sin[\omega(t - \tau)] d\tau \quad t \geq \tau \quad (3-7)$$

Koko kuormitushistorian eli rakenteen reaktion voidaan ajatella koostuvan peräkkäisistä vastaavanlaisista lyhyistä impulsseista, joista jokainen synnyttää kaavan 3-7 mukaisen

reaktion, kun systeemi voidaan olettaa lineaariseksi. Rakenteen kokonaisreaktio saadaan, kun nämä impulssit summataan yhteen käyttäen superpositioteoriaa. (Beards 1996, 66.) (Clough ja Penzien 1993, 88.) Tällöin saadaan seuraava yhtälö, joka kuvaa rakenteen siirtymävastetta (kaava 3-8). (Clough ja Penzien 1993, 88.)

$$x(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega(t - \tau)] d\tau \quad t \geq 0 \quad (3-8)$$

| | | |
|--------------|----------|-----------------------------------------------|
| <i>missä</i> | $x(t)$ | <i>on liikkeen amplitudi ajan suhteen [m]</i> |
| | m | <i>on rakenteen massa [kg]</i> |
| | ω | <i>on ominaistajuuus [rad/s]</i> |
| | t | <i>on aika [s]</i> |
| | $p(t)$ | <i>on kuormitus ajansuhteen [N]</i> |
| | τ | <i>on aika mielivaltaisella hetkellä [s]</i> |

Yhtälöä 3-8 kutsutaan Duhamelin integraaliksi ja sitä käytetään arvioidessa minkä tahansa vaimentamattoman yhden vapausasteen järjestelmän vastetta dynaamiselle kuormitukselle $p(t)$ (Clough ja Penzien 1993, 88). Yhtälö on kuitenkin rajoitettu pelkästään lineaarisiin systeemeihin, sillä se perustuu superpositioon. Mielivaltaisille impulssikuormitukselle arviointi on kuitenkin usein edullista suorittaa soveltamalla yhtälöä 3-2 (Clough ja Penzien 1993, 88.) (Chopra 2007, 129.)

Duhamelin integraali voidaan vastaavalla tavalla johtaa myös viskoosisesti vaimenneuille rakenteille. Ainoana erona on, että differentiaalisessa kuormaimpulssissa $p(t) dt$ esiintyy eksponentiaalista vaimenemista. Vaimenemisen oletetaan alkavan heti impulssi-reaktion alkamishetkellä. Tällöin saadaan Duhamelin integraalille seuraava ratkaisu (kaava 3-9). (Clough ja Penzien 1993, 89.) (Chopra 2007, 129.)

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega_D(t - \tau)] e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad t \geq 0 \quad (3-9)$$

| | | |
|--------------|-------|------------------------------------|
| <i>missä</i> | ξ | <i>on rakenteen vaimennussuhde</i> |
|--------------|-------|------------------------------------|

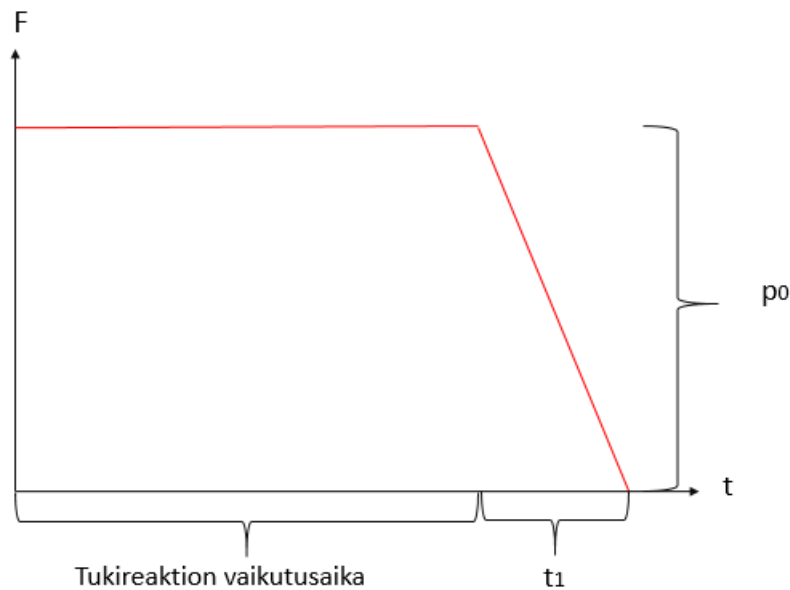
Kaavassa 3-9 esiintyvä ω_D on rakenteen vapaan värähtelyn taajuus, joka voidaan esittää seuraavasti (kaava 3-10) (Clough ja Penzien 1993, 89).

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3-10)$$

Yllä esitetyt versiot Duhamelin integraalista sisältävät perusoletuksen, että rakenne on hetkellä $t=0$ levossa, jolloin alkuehdot ovat $x(0)=0$ ja $\dot{x}(0)=0$. Jos alkuehdot eivät täyty, tulee integraaliin lisätä vapaan värähtelyn vaste. (Chopra 2007, 129.)

3.2.3 Laskeva kolmionmallinen impulssikuorma

Tässä työssä pilarin poistaminen mallinnetaan kolmionmallisena impulssikuormana. Rakenteeseen vaikuttaa ensin muutaman sekunnin ajan poistettavan pilarin tukireaktion suuruinen pystykuorma p_0 , joka kuvaa poistettavaa pilaria. Kun rakenne on saavuttanut tukireaktion vaikutuksen alaisena saman tilan (siirtymä ja voimasuureet) kuin staattisessa mallissa, jossa on pilari mukana, pienennetään tukireaktion suuruutta lineaarisesti ajan t_1 aikana, kunnes tukireaktion kuorma p_0 saavuttaa arvon nolla. Tässä mallinnussatavassa tukireaktion p_0 lineaarinen pienentäminen lyhyessä ajassa t_1 on ajateltu olevan laskeva kolmionmallinen impulssikuorma. Mallinnustavan ajatuksena on kuvata tilanne, jossa ensin rakenteessa on pilari, kunnes onnettomuustilanteen seurauksena pilari poistuu lyhyessä ajassa rakenteen alta pois. Kuvassa 3-3 on esitetty rakenteeseen vaikuttava kuormitus sekä laskevan kolmionmallisen impulssikuormituksen osuus kuormituksesta.

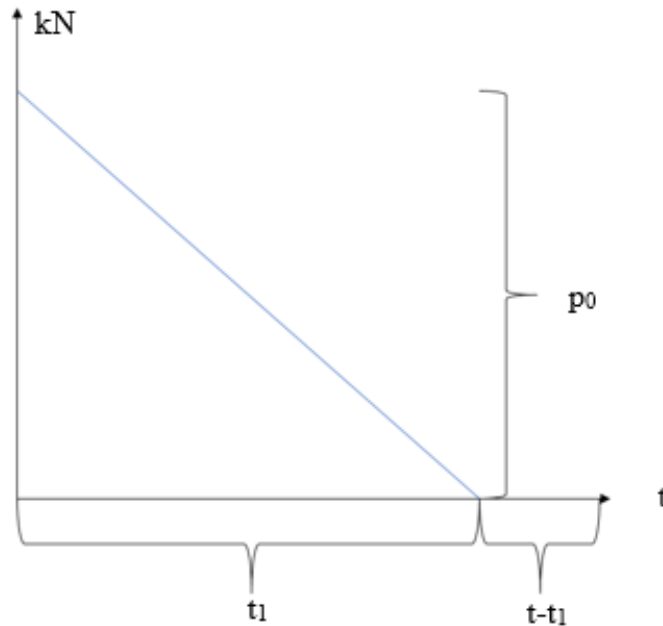


Kuva 3-3 Pilarin poiston mallintaminen diplomityössä ja impulssikuorman osuus kuormituksesta.

Laskeva kolmionmallisen impulssikuorman ja sen vaikutukset voidaan jakaa kahteen eri vaiheeseen. Ensimmäinen vaihe on kaavan 3-2 mukainen pakkovärähtelyvaihe, jossa vaikuttaa lyhytaikainen kolmionmallinen impulssikuorma $p(t)$ ajan t_1 verran. Toisessa vaiheessa kuorma ei enää vaikuta ja rakenne värähtelee aikaisemmassa alaluvussa kuvattuna kaavan 3-3 mukaisesti yhden vapausasteen vapaana värähtelijänä, kunnes liike lopulta vaimenee. Kuvassa 3-4 seuraavalla sivulla on havainnollistettu pelkästään kolmionmallinen impulssikuorma ja impulssikuormituksen eri vaiheet. Ensimmäisessä vaiheessa ajalla $t_0 \leq t \leq t_1$ vaikuttaa kaavan 3-11 mukainen kolmionmallinen kuormitus $p(t)$. (Clough ja Penzien 1993, 74–79.)

$$p(t) = p_0 \left(1 - \frac{t}{t_1}\right) \quad , \text{ kun } 0 \leq t \leq t_1 \quad (3-11)$$

| | | |
|--------------|-------|-----------------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | t_1 | <i>on impulssireaktion kesto [s]</i> |
| | t | <i>on aika [s]</i> |
| | p_0 | <i>on impulssin eli tukireaktion suurin kuormitus [N]</i> |



Kuva 3-4 Laskeva kolmionmallinen impulssi (Lähde Clough ja Penzien 1993, 79).

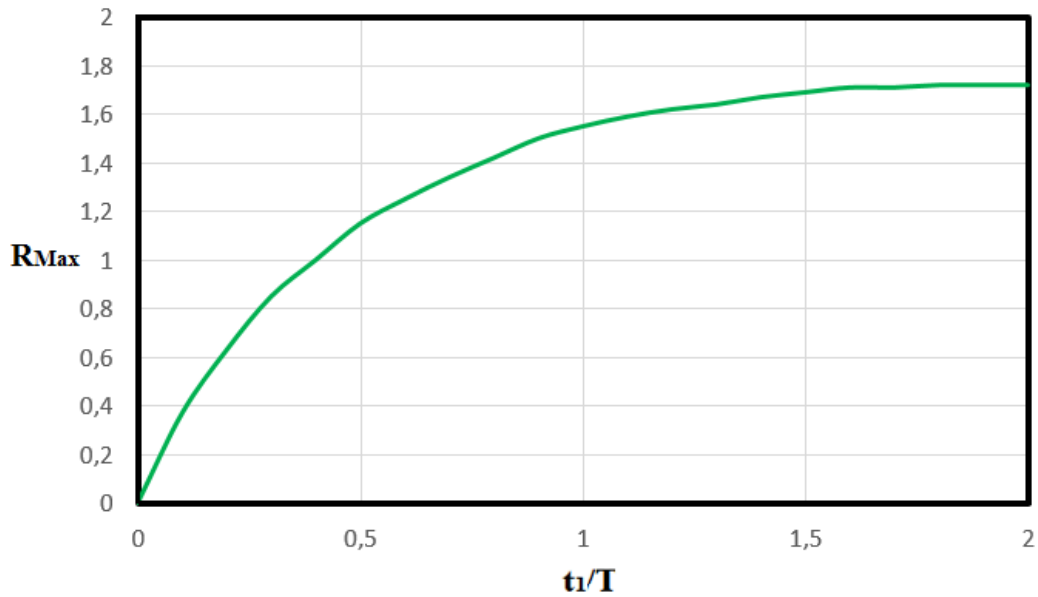
Kolmionmallisen impulssikuorman aiheuttaman maksimireaktion suuruus riippuu rakenteesta esiintyvän impulssikuorman keston sekä rakenteen ominaisheilahdusajan keskinäisestä suhteesta (Clough ja Penzien 1993, 79) (Fertis 1973, 61). Tämän lisäksi kyseisellä suhteella voidaan arvioida myös maksimireaktion esiintymisaikaa ja monta maksimireaktiota syntyy ilmiön ensimmäisessä vaiheessa (Chopra 2007, 138) (Fertis 1973, 61). Kyseinen suhde on esitetty seuraavassa kaavassa (kaava 3-12)

$$\alpha = \frac{t_1}{T} \quad (3-12)$$

missä t_1 on impulssireaktion kesto [s]
 T on rakenteen ominaisheilahdusaika [s]

Jos suhde $t_1/T > 0,37101$, maksimivaste kolmionmallisella kuormituksella esiintyy impulssitapahtuman ensimmäisessä vaiheessa. Jos suhde on $t_1/T < 0,37101$, maksimivaste tapahtuu vaiheessa kaksi ja reaktion suuruus saadaan yhden vapausasteen vapaan värähtelijän differentiaaliyhtälöstä. (Clough ja Penzien 1993, 79.)

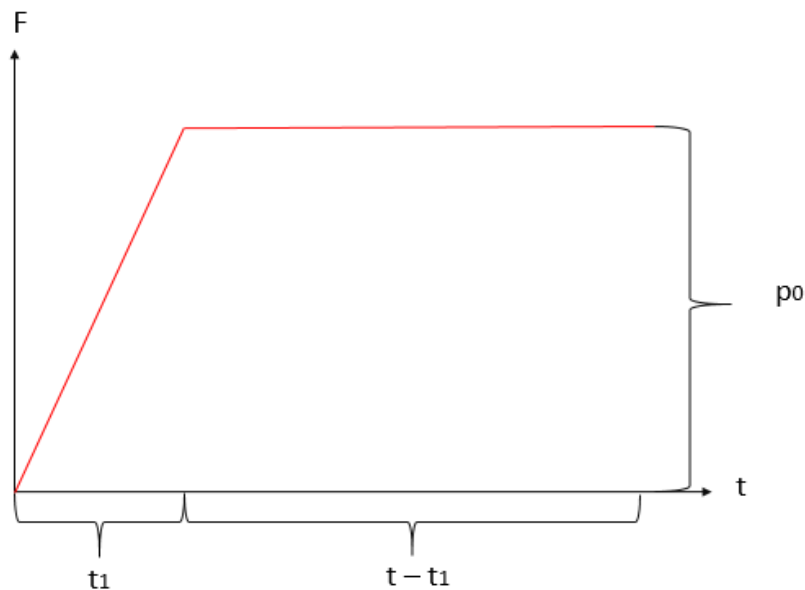
Rakenteen maksimisiirtymävaste laskevasta kolmionmallisesta impulssikuormituksesta voidaan esittää Clough ja Penzienin (1993, s. 80) sekä Fertisin (1973, s. 63) mukaan seuraavalla sivulla esiintyvän kuvan 3-5 avulla. Kuvassa pystyakselilla on esitettynä laskevasta kolmionmallisesta impulssikuormasta syntyvä maksimisiirtymävaste verrattuna vastaavaan staattiseen siirtymävasteeseen. Kuvan vaaka-akselilla on esitetty impulssireaktion kesto suhteessa rakenteen ominaisheilahdusaikaan. Kuvassa 3-5 systeemin oletetaan olevan lineaarinen. Kuvasta 3-5 nähdään, että kolmionmallisella impulssikuormituksella dynaaminen suurennuskerroin on suurimmillaan suurilla t_1/T -suhteilla.



Kuva 3-5 Dynaamisen suurennuskertoimen yhteys impulssin kestoajan ja ominaisheilahdusajan suhteeseen laskevalla kolmionmallisella impulssilla (Fertis 1973, 63).

3.2.4 Impulssikuorma äärellisellä nousuajalla

Kolmionmallisen impulssikuorman sijaan Department for Communities and Local Government – toimielin (2011, s. 95) Iso-Britanniassa sekä Yhdysvaltojen suunnitteluohjeet esittävät, että pilarin poistaminen voidaan mallintaa käyttämällä impulssikuormaa, jolla on äärellinen nousuaika (DCLG 2011, 95). Tässä mallinnustavassa rakenteeseen asetetaan vaikuttamaan poistettavan pilarin tukireaktion suuruinen sille vastakkainen kuorma p_0 . Ajan hetkellä $t=0$ rakenteeseen ei vielä vaikuta tukireaktionsuuruista kuormaa. Tämän jälkeen tukireaktion suuruista mutta sille vastakkaista pystykuormaa p_0 nostetaan ajalla $0 < t \leq t_1$ lopulliseen arvoonsa, jonka jälkeen kuorman p_0 suuruus pysyy vakiona. Rakenteeseen kohdistuu tukirakenteelle vastakkainen iskukuorma, joka kumoaa tukireaktion vaikutuksen. Kuvassa 3-6 nähdään kyseinen impulssikuorma. (DCLG 2011, 95.)



Kuva 3-6 Äkillisen pilarin poiston kuormituksen mallintaminen (DCLG 2011, 95).

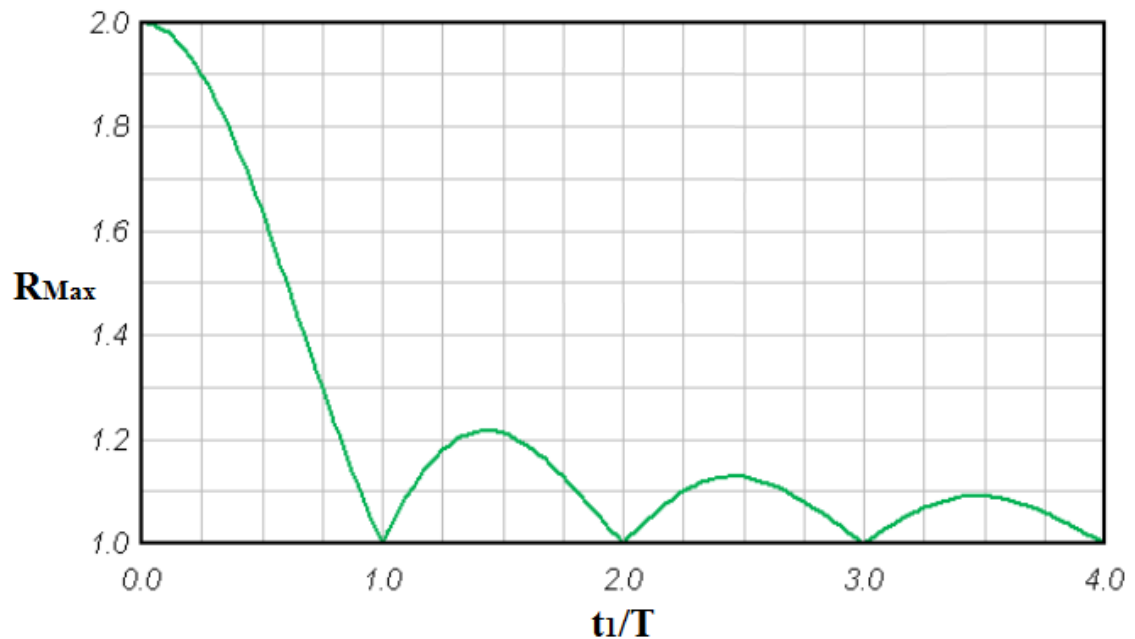
Kuvassa 3-6 vaikuttava kuormitus $p(t)$ voidaan esittää myös seuraavan yhtälön mukaisessa muodossa (kaava 3-13) (Harris ja Piersol 2002, 8.19).

$$\begin{aligned} p(t) &= p_0 \frac{t}{t_1}, \text{ kun } 0 \leq t \leq t_1 \\ p(t) &= p_0, \text{ kun } t > t_1 \end{aligned} \quad (3-13)$$

| | |
|----------------------|----------------------------------------------------|
| <i>t</i> | <i>on aika [s]</i> |
| <i>t₁</i> | <i>on impulssin nousuvaiheen [s]</i> |
| <i>p₀</i> | <i>on impulssin eli tukireaktion kuormitus [N]</i> |

Kuten kolmionmallisissakin impulssikuormissa, myös tässäkin kuormitustapauksessa impulssikuorman aiheuttama maksisiirtymävaste riippuu impulssikuorman keston sekä rakenteen ominaisheilahdusajan keskinäisestä suhteesta. Kyseinen suhde on esitetty aikaisemmin kaavassa 3-12. Impulssikuorma äärellisellä nousuajalla saavuttaa aina maksimisiirtymävasteensa vasta ajan t_1 jälkeen, kun systeemin kuormitus on saavuttanut maksimi-arvonsa. (Harris ja Piersol 2002, 8.21)

Rakenteen maksimisiirtymävaste kyseiselle impulssikuormalle voidaan esittää DCLG:n (2001, s. 86) sekä Harrisin ja Piersolin (2002, s. 8.21) mukaan kuvan 3-7 avulla, kun rakenteen oletetaan toimivan lineaarisesti. Kuvassa pystyakselilla on esitetty impulssikuormasta syntyvä maksimisiirtymävaste ja kuvan vaaka-akselilla on esitetty impulssireaktion kesto suhteessa rakenteen ominaisheilahdusaikaan. (DCLG 2011, 86.) (Harris ja Piersol 2002, 8.21.) Toisin kuin laskevalla kolmionmallisella impulssikuormituksella kuvasta 3-7 nähdään, että suurin dynaaminen suurennuskerroin kyseiselle impulssikuormalle saadaan pienillä t_1/T -suhteilla. Esimerkiksi suhteen ollessa 1/10 on dynaaminen suurennuskerroin lähes 2.



Kuva 3-7 Dynaamisen suurennuskertoimen yhteys impulssin kestoajan ja ominaisheilahdusajan suhteeseen (DCLG 2011, 86).

3.3 Rayleigh-menetelmä

Differentiaaliyhtälön lisäksi rakenteen ominaistajuutta ja ominaisheilahdusaikaa ilman vaimennusta voidaan arvioida myös Rayleigh-menetelmän avulla. Metodi perustuu siihen, että rakenteessa esiintyvä energian määrä pysyy aina samana. Toisin sanoen kun vapaasti värähtelevä vaimentamaton systeemi asetetaan liikkeelle, rakenteen energiatasapaino pysyy vakiona. Rayleigh-menetelmässä jälleen kerran kuvitellaan kappale, joka on kiinnitetty jousella. Kun kappaletta siirretään mielivaltaisen määrän x verran, saadaan rakenteen liike-energiaksi (kaava 3-14) (Hibbeler 2007, 632.) (Clough ja Penzien 1993, 149.)

$$E_k = \frac{1}{2} m \dot{x}^2 \quad (3-14)$$

| | | |
|--------------|-----------|--------------------------------|
| <i>missä</i> | m | <i>on rakenteen massa [kg]</i> |
| | \dot{x} | <i>on nopeus [m/s]</i> |

ja potentiaalienergiaksi (kaava 3-15)

$$E_p = \frac{1}{2} k x^2 \quad (3-15)$$

| | | |
|--------------|-----|--------------------------------------|
| <i>missä</i> | k | <i>on rakenteen jousivakio [N/m]</i> |
| | x | <i>on siirtymä [m]</i> |

Koska energiatasapaino aina pysyy vakiona, saadaan Rayleigh-menetelmälle seuraava yhtälö, josta voidaan ratkaista rakenteen ominaistajuus ja ominaisheilahdusaika ilman vaimennusta ja energiahäviöitä (kaava 3-16). (Hibbeler 2007, 632.) (Clough ja Penzien 1993, 148.)

$$E_k = E_p = \frac{1}{2} k x^2 = \frac{1}{2} m \dot{x}^2 \quad (3-16)$$

Energiatasapainoa voidaan käyttää, kun arvioidaan rakenteen reaktiota tilanteessa, jossa kantava tukipilari poistetaan rakenteesta. Kun kantava rakenne poistuu, vapautuu ilmiössä rakenteen sisäinen energia. Samanaikaisesti rakenteen poisto muuttaa alkuperäistä ulkoisten ja sisäisten kuormien tasapainoa. Täten rakenne värähtelee, kunnes se saavuttaa uuden tasapainoasemansa ja sen liike-energia vaimenee. (Marjanishvili ja Agnew 2006, 365–366.) Toisin sanoen kun rakenne alkaa liikkua kantavan rakenteen poistuessa nopeasti, jäljelle jäävien rakenteiden tulee kerätä riittävästi muodonmuutosenergiaa ennen kuin muodonmuutokset aiheuttavat liian suuret vauriot. Muuten rakennus deformatuu ja värähtelee, kunnes se sortuu. (Dusenberry ja Hamburger 2006, 337.)

Energiametodissa ei huomioitu energiahäviöitä, mutta tapauksessa, jossa kantava tukirakenne poistetaan, tulee huomioida äsken mainittuihin muodonmuutoksiin kuluva energia. Energiatasapaino voidaan näin esittää potentiaalienergian, muodonmuutosenergian ja kiineettisen energian avulla. Kun jätetään huomioimatta energiahäviöt muihin lähteisiin,

saadaan liike-energia energiatasapainon avulla potentiaalienergian ja muodonmuutosenergian erotuksesta yhtälön 3-17 mukaisesti. Siirtymäreaktion suuruus voidaan laskea tämän kaavan 3-17 liike-energian avulla. (Dusenberry ja Hamburger 2006, 337.)

$$E_k = E_p - E_m \quad (3-17)$$

missä E_m on muodonmuutosenergia [J]
 E_p on potentiaalienergia [J]

Myös energiametodilla voidaan siis arvioida maksimisiirtymävastetta. Kyseisellä metodilla myös saadaan maksimisiirtymävasteeksi 2,0, jonka laskenta on esitetty alaluvussa 4.4.3.

4 Jatkuvan sortuman estäminen vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä

Seuraavassa luvussa esitellään, mitkä kansalliset ja kansainväliset suunnitteluohjeet antavat ohjeistusta jatkuvan sortuman hallintaan vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitin menetelmällä. Luvussa perehdytään kansainvälisiin suunnitteluohjeisiin ja niiden ohjeisiin vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käyttöön. Lisäksi luvussa käsitellään useita eri analyysimenetelmiä tutkimusten ja suunnitteluohjeiden pohjalta sekä perehdytään siihen, miten jatkuvan sortuman dynaamiset vaikutukset otetaan huomioon suunnittelussa.

4.1 Suunnitteluohjeet vaihtoehtoiselle kuormansiirtoreitille

Kuten luvussa kaksi on jo aikaisemmin mainittu Suomen eurokoodissa, sen kansallisessa liitteessä ja ympäristöministeriön asetuksessa esitetään jatkuvan sortuman estämiseksi vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmä. Kuitenkin suunnitteluohjeista puuttuu ohjeistus siitä, kuinka menetelmää tulisi käyttää ja miten sitä tulisi soveltaa rakenteita analysoidessa. Lisäksi ohjeistuksista puuttuu kokonaan kantavan rakenteen poistamisesta aiheutuvat dynaamiset vaikutukset ja niiden huomiointi. (SFS-EN 1991-1-7: 2014.)

Yksityiskohtaisempia ohjeita jatkuvan sortuman estämiseen vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä löytyy kansainvälisistä suunnitteluohjeista. Jos Suomessa käytetään muita suunnittelumenetelmiä kuin mitä eurokoodissa on mainittu, on ne ensin hyväksyttävä viranomaisilla eli rakennusvalvontavirastolla. Tällä hetkellä yksityiskohtaisimmat kansainväliset suunnitteluohjeet ovat Yhdysvaltojen puolustusministeriön (United States Department of Defense, DoD) ohjeet *Unified Facilities Criteria Design of Buildings to Resist Progressive Collapse* vuodelta 2009, johon sisältyy korjauksia vuodelta 2013, sekä Yhdysvaltojen liittovaltioiden rakennuksista vastaavan viraston General Service Administrationin (GSA) ohjeet *Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance* vuodelta 2013. (DoD 2009, 1.) (GSA 2013, 1.)

Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeet ovat tarkoitettu kaikille uusille rakennus- ja korjausrakennuskohteille, joissa Yhdysvaltojen puolustusministeriö on rakentamisessa mukana tai yli 25 % rakennuksen käyttäjistä on puolustusministeriön työntekijöitä. Suunnitteluohjeita saavat soveltaa muutkin organisaatiot ja tahot omassa rakentamisessaan. Suunnitteluohjeet ovat samantyyppiset kuin eurokoodit. Ohjeet jakavat rakennukset käyttöluokkiin, joiden perusteella valitaan tietty suunnittelumenetelmä jatkuvan sortuman estämiseen. Tämän lisäksi käytetään vastaavanlaisia osavarmuuskerroin menetelmiä, kun tarkastellaan rakenteen kestävyyttä. Suunnitteluohjeista löytyy myös samat menetelmät kuin eurokoodistakin sortuman estämiseen: avainasemassa oleva rakennusosa, vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti ja sidevoimamenetelmä. (DoD 2009, i-vii ja 2-33.)

General Service Administrationin uusimmat suunnitteluohjeet on tarkoitettu kaikille liittovaltion virallisille uusille rakennuskohteille ja korjausrakennuskohteille. Uudet vuoden 2013 ohjeet korvaavat vanhan vuonna 2003 julkaistut suunnitteluohjeet. Lisäksi uusien ohjeiden on tarkoitus yhtenäistää alan suunnitteluohjeita vähentämällä ristiriitoja General Service Administrationin ja Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeiden välillä. General Service Administrationin suunnitteluohjeet ovat hyvin samankaltaiset Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeiden kanssa, juurikin suunnitteluohjeiden yhtenäistämisen takia. (GSA 2013, i-iii ja 1-2.)

Molemmat suunnitteluohjeet opastavat samoin tavoin jatkuvan sortuman estämiseen vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä. Lisäksi vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin analyysimenetelmiksi annetaan molemmissa ohjeissa kolme vaihtoehtoa: lineaarinen staattinen, epälineaarinen staattinen ja epälineaarinen dynaaminen analyysi. Eurokoodista poiketen suunnitteluohjeet esittävät tarkemman ohjeistuksen vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käytölle. Esimerkiksi vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käyttöön annetaan tarkat ohjeistukset liittyen kuormitusyhdistelmiin, eri analyysihin, mallintamisparametreihin ja pilarin poistamiseksi. Tämän lisäksi suunnitteluohjeet antavat myös materiaalikohtaisia suosituksia laskennalle. (SFS-EN 1991-1-7: 2014.) (DoD 2009, 27–54.) (GSA 2013, i-iii ja 1-2.)

4.2 Analyysimenetelmät

Tässä alaluvussa esitetään eri analyysimenetelmät jatkuvan sortuman analysointiin vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitin menetelmällä. Useita eri analyysimenetelmiä voidaan muodostaa, kun huomioidaan rakenteessa esiintyvän kuormituksen tyyppi ja eri materiaalimallit. Rakenteen analysointiin vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreitin menetelmällä voidaan muodostaa neljä eri analyysi vaihtoehtoa: (Marjanishvili ja Agnew 2006, s. 365–366.)

- lineaarinen staattinen analyysi,
- epälineaarinen staattinen analyysi,
- lineaarinen dynaaminen analyysi ja
- epälineaarinen dynaaminen analyysi.

Näiden menetelmien lisäksi on kehitetty myös yksinkertaisempia suunnittelumenetelmiä dynaamisten reaktioiden arviointiin staattisissa tarkasteluissa pilarin poistuessa. (Izzudin ym. 2008, 1313.) Toisaalta vaikka kaikkia metodeita voidaan käyttää erikseen, niin metodit myös täydentävät toisiaan. Marjanishvili ja Agnew (2006, s. 366) suosittelevat, että jatkuvan sortuman analysoinnissa yhdistettäisiin kyseisiä menetelmiä. Seuraavissa alaluvuissa esitetään tutkimusten ja kansainvälisten suunnitteluohjeiden mukaiset ohjeistukset analyysimenetelmien käyttöön sekä esitetään niiden soveltuvuudet ja rajoitukset jatkuvan sortuman analysointiin. (Marjanishvili ja Agnew 2006, 366.)

4.2.1 Lineaarinen staattinen analyysi

Kaikkein yksinkertaisin ja helpoin metodi jatkuvan sortuman analysointiin vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmällä on tehdä lineaarinen staattinen analyysi. Analyysissä kantavia rakenteita poistetaan yksi ja poiston jälkeen rakenne analysoidaan staattisesti. Koska metodi on likimääräinen, vaaditaan menetelmältä konservatiivisempia kuormitusolosuhteita ja arviointikriteereitä. (Marjanishvili 2004, 82.) Lineaarisessa staattisessa analyysissä materiaali käyttäytyy lineaarisesti ja kimmoisesti, siirtymät oletetaan pieniksi ja inertian aiheuttamia voimia ei oteta huomioon (DoD 2009, 79.) Analyysi suoritetaan vain yhdellä askeleella. (GSA 2013, 21–22.)

Ulkomaiset suunnitteluohjeet DoD ja GSA jakavat rakennejärjestelmän lineaarisessa staattisessa analyysissä tyypillisiin ja epätyypillisiin rakennesysteemeihin. Tyypilliset rakennejärjestelmät ovat muodoltaan säännöllisiä. Rakenne on säännöllinen, jos yksikään epäsäännöllisyyden ehto ei täyty. Rakenne tulee luokitella epätyypilliseksi rakenteeksi, jos jokin seuraavista ehdoista täyttyy:

- rakenteessa esiintyy merkittäviä epäjatkuvuuksia pystykuormien kantosysteemissä tai vaakakuormia vastustavassa systeemissä
- rakennesysteemin jännevälit vaihtelevat merkittävästi, pilariin liittyvät palkit eroavat dimensioiltaan merkittävästi tai pilarin liitoksen lujuus ja sitkeys vaihtelevat radikaalisesti pilarin molemmiin puoliin
- kantavien ulkoisten toisiinsa liittyvien seinärakenteiden jäykkyys- tai voimasuhteet ovat alle 50 %
- horisontaaliset vaakakuormia vastustavat elementit eivät ole yhdensuuntaisia pääakselin suhteen, kuten esimerkiksi kaarevat elementit kehärakenteissa. (GSA 2013, 19.)

General Service Administrationin ja Yhdysvaltain puolustusministeriön ohjeiden mukaan lineaarista staattista analyysia saa soveltaa, kun rakenne on korkeudeltaan alle kymmenen kerrosta. Jos rakenne on tyypillinen, saa lineaarista staattista analyysia käyttää ilman muita lisärajoituksia. Lisäksi epätyypillisille rakenteille suunnitteluohjeet asettavat tarkemmat vaatimukset rakenteen kestävyysuhteelle onnettomuustilanteessa. Epätyypillisille rakenteille tulee rakenteen kaikkien osien kestävyysuhteen olla yhtä suuri tai pienempi kuin 2,0. Jos rakenne on epätyypillinen ja yhdenkin osan kestävyysuhte on yli 2,0, lineaarista staattista analyysia ei voida käyttää jatkuvan sortuman analysoinnissa. Kestävyysuhteen arvo määritetään kaavan 4-1 mukaan (DoD 2009, 40–41.) (GSA 2013, 19–20.)

$$DCR = \frac{Q_{UDLim}}{Q_{CE}} \quad (4-1)$$

| | | |
|--------------|-------------|--------------------------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | Q_{UDLim} | <i>on vaikuttava voima tai momentti murtorajatilassa [kN, kNm]</i> |
| | Q_{CE} | <i>on rakenneosan kestävyys [kN, kNm]</i> |

Kaavan 4-1 kestävyysuhteen DCR:n Q_{UDLim} arvo lasketaan kertomalla rakenteessa esiintyvät kuormat kuormansuurennuskertoimella Ω_{LD} , jonka suuruus on esitetty taulukossa 4-1. (DoD 2009, 40–41.) (GSA 2013, 19–20.) Kuorman suurennuskerroin arvioi rakenteessa esiintyviä epälineaarisia sekä dynaamisia vaikutuksia (DoD 2009, C11). Kun rakenteen kestävyysuhteet ovat suurennuskertoimen kanssa 2,0 tai alle 2,0, varmistetaan, että rakenne toimii analyysissä lineaarisesti eikä rakenne saavuta epälineaarista vaihetta myöskään dynaamisten vaikutusten takia. Jos arvo on suurempi kuin 2,0, rakenne saattaa toimia epälineaarisesti ja tällöin ei voida rakennetta analysoida enää lineaarisena systeeminä. (Burns 2002, 183–184.)

Näiden lisäksi suunnitteluohjeet antavat ohjeistuksia mallinnuksessa käytettäviin parametreihin ja kuormitusyhdistelmiin. Kuormitusyhdistelmiä on kaksi tapausta. (DoD 2009, 79.) Tapaus, jossa muodonmuutoksia hallitaan, ja tapaus, jossa voimasuureita hallitaan. Kuormitusyhdistelmät ovat molemmissa tapauksissa melkein samat, sillä vain kuorman suurennuskertoimen suuruus eroaa. Voimasuureiden hallinnan tapauksessa suurennuskerroin on aina 2,0 ja muissa tapauksissa voi olla suurempi kuin 3,0. Seuraavassa taulukossa (taulukko 4-1) esitetään arvot kertoimille pelkästään teräs- ja betonirakenteille.

Taulukko 4-1 Kuorman suurennuskerroin lineaarisessa staattisessa analyysissä (DoD 2009, 49).

| Materiaali | Rakennetyyppi | Muodonmuutokset hallittu | Voimasuureet hallittu |
|-------------|---------------|--------------------------|-----------------------|
| Teräs | Kehä | $0,9 m_{LIF} + 1,1$ | 2,0 |
| Teräsbetoni | Kehä | $1,2 m_{LIF} + 0,80$ | 2,0 |
| Teräsbetoni | Seinä | $2,0 m_{LIF}$ | 2,0 |

Taulukon m_{LIF} -arvoksi valitaan pienin m-arvo kaikista primäärisistä palkeista, reunapalkeista ja seinäelementeistä, mitkä ovat suoraan kiinnitetty poistettavan kantavan rakenteen yläpuolisiin pilareihin tai seiniin. M-arvo määritetään kaikille eri materiaaleille erikseen. Kaikille näille elementeille m-arvo määritellään liitteen 1 mukaan. Liitteessä on esitetty vain betoni- ja teräsrakenteiden arvot. (DoD 2009, 61–62 ja 67–68.)

Rakenteille asetetaan alueen mukaan erisuuruiset kuormitukset. Kuormituksia kutsutaan korotetuiksi pysyviksi kuormiksi. Korotetun pysyvän kuorman aiheuttama kuormitus on poistetun rakenteen yläpuolella seuraavan kaavan mukainen (kaava 4-2). (GSA 2013, 21–22.) (DoD 2009, 43_L–44.)

$$G_{LD} = \Omega_{LD}(1,2 D + (0,5 L \text{ tai } 0,2 S)) \quad (4-2)$$

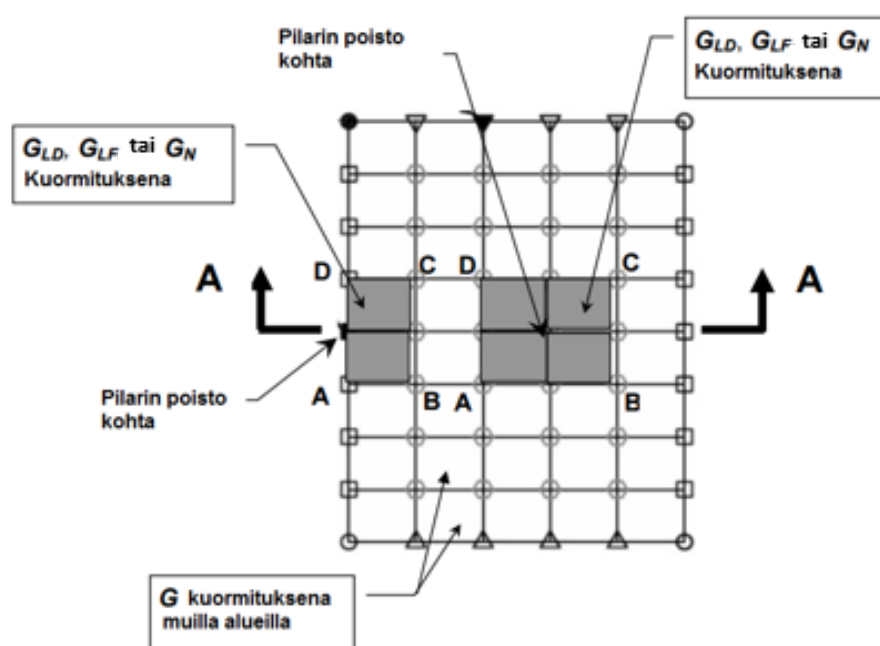
| | | |
|--------------|---------------|---------------------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | <i>D</i> | <i>rakenteen pysyvä kuorma [kN/m²]</i> |
| | <i>L</i> | <i>hyötykuormien arvo (ei lumikuormaa) [kN/m²]</i> |
| | <i>S</i> | <i>lumikuorma [kN/m²]</i> |
| | Ω_{LD} | <i>kuormien suurennuskerroin</i> |

Muulla alueella kuormitus on (kaava 4-3)

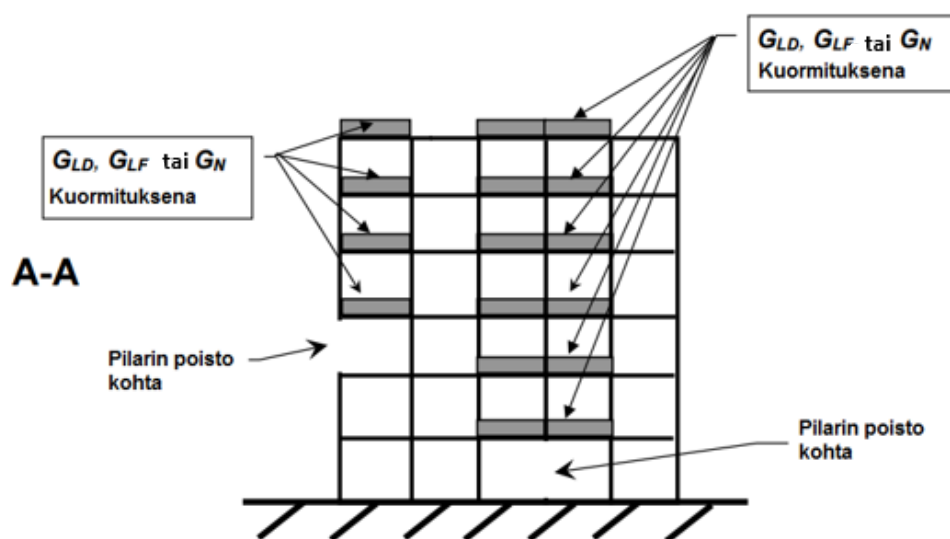
$$G_L = 1.2 D + (0,5 L \text{ tai } 0,2 S) \quad (4-3)$$

| | | |
|--------------|----------|---------------------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | <i>D</i> | <i>rakenteen pysyvä kuorma [kN/m²]</i> |
| | <i>L</i> | <i>hyötykuormien arvo (ei lumikuormaa) [kN/m²]</i> |
| | <i>S</i> | <i>lumikuorma [kN/m²]</i> |

Kuormituksen tarkemmat sijaintiohjeistukset on esitetty kuvissa 4-1 ja 4-2. Kuvassa 4-1 kuormitus G_N on epälineaarisen staattisen analyysin kuormitustilanne ja G_{LF} on epälineaarisen dynaamisen analyysin kuormitustilanne. Nämä kuormitukset ovat esitetty tarkemmin alaluvuissa 4.2.2 ja 4.2.4.



Kuva 4-1 Tasokuva kuormitusalueista DoD:n ja GSA:n ohjeiden mukaan (DoD 2009, 46).



Kuva 4-2 Kuormitusten alueet DoD:n ja GSA:n ohjeiden mukaan (DoD 2009, 46).

Lineaarisen staattisen analyysin laskentaan Marjanishvili (2004, s. 82) esittää seuraavat neljä vaihetta:

1. Rakenteen analysointia varten on rakennettava 3D-rakennemalli
2. Asetetaan tarvittavat kuormitusyhdistelmät
3. Suoritetaan lineaarinen staattinen analyysi ja
4. Todennetaan, vahvistetaan ja arvioidaan tulokset.

Lineaarisen staattisen analyysin etuja ovat analyysimenetelmän yksinkertaisuus ja analyysin laskentanopeus. Tämän lisäksi analyysin tuloksia on erittäin helppo arvioida. Toisaalta menetelmä jättää huomioimatta rakenteissa esiintyvät dynaamiset vaikutukset ja sen, että todellisuudessa rakenteiden materiaali käyttäytyy epälineaarisesti. Lisäksi kyseisellä menetelmällä ei voi arvioida varmuudella suurten tai monimutkaisten rakenteiden toimintaa. (Marjanishvili 2004, 82.) Marjanishvili ja Agnew (2006, s. 370) kuitenkin huomauttavat, että puutteista huolimatta analyysimenetelmä voi silti täydentää epälineaarisen dynaamisen analyysin tuloksia.

4.2.2 Epälineaarinen staattinen analyysi

Epälineaarisisessa staattisessa analyysissa rakennemalli huomioi rakenteen materiaalien ja geometrian epälineaarisuuden, mutta jättää inertian vaikutukset huomioimatta (DoD 2009, 80). Jatkuvan sortuman tapauksessa metodissa poistettavan rakenteen pystykuormaa lisätään vaiheittain, kunnes saavutetaan maksimi kuormitus tai rakenne sortuu. (Marjanishvili 2004, 82.) (DoD 2009, 80.) Menetelmää kutsutaan niin sanotuksi ”pushover”-analyysiksi (Marjanishvili 2004, 82).

Yhdysvaltain puolustusministeriön ohjeet ja General Service Administrationin ohjeet eivät aseta erityisvaatimuksia epälineaarisen staattisen analyysin käyttöön, kuten lineaarisessa staattisessa analyysissä. Ohjeistusta annetaan kuitenkin mallinnuksessa käytettäviin parametreihin, analyysin suorittamiseen ja käytettäviin kuormitusyhdistelmiin. Lisäksi rakenteessa esiintyvät dynaamiset vaikutukset otetaan huomioon kertomalla staattinen kuorma dynaamisella suurennuskertoimella, jonka suuruus määritetään alaluvussa 4.4.1. Seuraavaksi esitetään molempien suunnitteluohjeiden esittämät ohjeistukset epälineaariselle staattiselle laskennalle. (GSA 2013, 26–28.) (DoD 2009, 49–51.)

Molemmat suunnitteluohjeet jakavat rakenteet mallinnettaessa primäärisiin ja sekundaareihin komponentteihin. Primäärirakenne toimii pystyrakenteen poiston jälkeen jatkuvaa sortumaa vastustavana rakenteena. Sekundaarirakenne on taas kantava rakenne, jonka ei oleteta vastustavan jatkuvaa sortumaa. (DoD 2009, 49–50.) (GSA 2013, 26.)

Epälineaarisisessa staattisessa analyysissa tulee luoda 3D-rakennemalli. Sekundaarisiksi rakenneosiksi määriteltystä rakenteesta ei tarvitse ottaa mukaan rakennemalliin. Jos näin tehdään, tulee kuitenkin rakenneosat tarkistaa sallittujen muodonmuutuskriteerien suhteen. Kaikkien eri komponenttien voima-muodonmuutosominaisuudet on mallinnettava tarkasti. Liitos tulee mallintaa erikseen, jos liitos on heikompi tai sillä on pienempi sitkeys

kuin siihen liittyvillä rakennusosilla, tai liitoksen joustavuus aiheuttaa yli kymmenen prosentin eron liitosvoimissa tai muodonmuutoksissa. Tämän lisäksi jos rakennus sisältää rakenneosia, jotka ovat korkeudeltaan alle kolme kerrosta ja liittyvät osaan, jotka ovat korkeampia kuin kolmekerrosta, voidaan matalampi rakenneosa jättää pois rakennemallista, jos rakenneosan pois jättämisellä ei ole negatiivista vaikutusta ylemmän osan kestävyyteen. (DoD 2009, 49–50.) (GSA 2013, 26.)

Suunnitteluohjeet antavat tarkan määrittelyn kuormituksen menettelytapaan. Kuormituksen lisäys tulee suorittaa käyttämällä kuormitusaikahistoriaa, joka alkaa arvosta nolla ja lopulta kasvatetaan lopulliseen arvoonsa. Kuormituksen lisäys täytyy suorittaa vähintään kymmenessä vaiheessa. Lisäksi laskentaohjelman on pystyttävä vaiheittain lisäämään kuormitusta ja iteratiivisesti saavuttaa tasapainon ennen seuraavaa askellisyästä. (GSA 2013, 27.) (DoD 2009, 51.) Iteratiiviselle suppenemiselle ei kuitenkaan anneta tarkempaa toleranssia.

Käytettävät kuormitukset vaihtelevat alueiden mukaan. Suoraan poistetun elementin yläpuolella olevilla alueilla käytetään suurempia omanpainon kuormituksia kaavan 4-4 mukaan. (GSA 2013, 27.) (DoD 2009, 50.)

$$G_N = \Omega_N(1.2 D + (0,5 L \text{ tai } 0,2 S)) \quad (4-4)$$

| | | |
|--------------|------------|---------------------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | <i>D</i> | <i>rakenteen pysyvä kuorma [kN/m²]</i> |
| | <i>L</i> | <i>hyötykuormien arvo (ei lumikuormaa) [kN/m²]</i> |
| | <i>S</i> | <i>lumikuorma [kN/m²]</i> |
| | Ω_N | <i>dynaaminen suurennuskerroin</i> |

Muilla alueilla omanpainon aiheuttama kuormitus on kaavan 4-5 mukainen (GSA 2013, 27) (DoD 2009, 50).

$$G_N = 1.2 D + (0,5 L \text{ tai } 0,2 S) \quad (4-5)$$

| | | |
|--------------|------------|---------------------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | <i>D</i> | <i>rakenteen omapaino [kN/m²]</i> |
| | <i>L</i> | <i>hyötykuormien arvo (ei lumikuormaa) [kN/m²]</i> |
| | <i>S</i> | <i>lumikuorma [kN/m²]</i> |
| | Ω_N | <i>dynaaminen suurennuskerroin</i> |

Kuormitusten tarkemmat sijainnit ovat samat kuin lineaarisessa staattisessa analyysissä ja tarkemmat sijainnit ovat havainnollistettu aikaisemmilla sivuilla kuvissa 4-1 ja 4-2.

Epälineaarisen staattisen analyysin laskentaan Marjanishvili ja Agnew (2006, s. 369) esittävät viisi vaihetta:

1. Rakenteen analysointia varten on rakennettava 3D-rakennemalli

2. Arvioidaan rakenneosien kapasiteetit ja voima-siirtymäsuhteet epälineaaristen plastisten nivelten määrittelemiseksi
3. Asetetaan tarvittavat kuormitusyhdistelmät
4. Tehdään epälineaarinen staattinen analyysi ja
5. Todennetaan, vahvistetaan ja arvioidaan tulokset.

Yleensä epälineaarinen staattinen analyysi edellyttää useita ajokertoja, jotta saadaan luotettavat tulokset. Toisin sanoen vaiheita 2-5 voidaan joutua toistamaan.

Vaikka kyseinen analyysi ottaakin huomioon materiaalin epälineaarisuuden, Marjanishvili (2004, s. 82) kritisoi epälineaarista staattista menetelmää. Hänen tutkimuksensa mukaan menetelmä johtaa konservatiivisiin lopputuloksiin ja menetelmää voidaan vain rajoitetusti käyttää jatkuvan sortuman analysointiin. Lisäksi menetelmä voi olla työläs ja soveltuu paremmin yksinkertaisiin rakenteisiin. (Marjanishvili 2004, 82.) Toisaalta Yhdysvaltojen puolustusministeriön ja General Service Administrationin suunnitteluohjeet ottavat dynaamisten vaikutusten puutteen huomioon dynaamisella suurennuskertoimella Ω_N (DoD 2009, 27) (GSA 2013, 51).

4.2.3 Lineaarinen dynaaminen analyysi

Yhdysvaltojen puolustusministeriön tai General Service Administrationin suunnitteluohjeet eivät lainkaan mainitse lineaarista dynaamista analyysia jatkuvan sortuman hallitsemisessa. Toisaalta muun muassa Marjanishvili (2004, s. 82–83), Marjanishvili ja Agnew (2006, s. 371) sekä Kim ja Kim (2009, s. 173) ovat analysoineet mahdollisuutta käyttää lineaarista dynaamista analyysia jatkuvan sortuman hallinnassa vaihtoehtoisilla kuorman-siirtoreiteillä. Lineaarinen dynaaminen analyysi on aikahistoria-analyysi, jossa kantavan rakenteen poistaminen tehdään reaaliajassa, mutta rakenteen kuitenkin oletetaan käyttäytyvän lineaarisesti. Kyseinen menetelmä on tarkempi kuin vastaava staattinen menetelmä ja se ottaa huomioon sekä hitaus- että vaimennusvoimat (Marjanishvili 2004, 82.)

Marjanishvili (2004, s. 82) esittää viisi vaihetta lineaarisen dynaamisen analyysin laskeamiseen:

1. Rakenteen analysointia varten on rakennettava 3D-rakennemalli
2. Suoritetaan staattinen analyysi sisäisten voimien määrittelemiseksi
3. Määritetään voimien jakautuminen ”levossa” – staattinen analyysi
4. Arvioidaan kuorman aika-askeleen pituus
5. Tehdään aikahistoria-analyysi
6. Todennetaan, vahvistetaan ja arvioidaan tulokset.

Menetelmän edut ovat sen kyky huomioida dynaamiset vaikutukset sekä sen tarkkuus (Marjanishvili 2006, 371). Menetelmä kuitenkin jättää huomioimatta materiaalin ja rakenteen geometrian epälineaarisuuden (Marjanishvili ja Agnew 2006, 371). Menetelmä voi olla aikaa vievä suurilla malleilla. Lisäksi dynaamiset vaikutukset saattavat olla epätarkkoja rakenteille, joissa esiintyy plastisia muodonmuutoksia. Kun rakenteen materiaali

ja geometria pysyy lineaarisella alueella, dynaaminen analyysi antaa riittävän tarkkoja tuloksia. Kuitenkin jos rakenteeseen todellisuudessa muodostuu plastisia muodonmuutoksia ja materiaali saavuttaa epälineaarisen vaiheen, lineaarinen dynaaminen analyysi saattaa muuttua ei-konservatiiviseksi. Lisäksi lineaarinen analyysi ei ota huomioon rakenteen geometrian epälineaarisuutta, joka myös voi merkittävästi lisätä analyysin epä-konservatiivisuutta. (Marjanishvili 2004, 82–83.)

4.2.4 Epälineaarinen dynaaminen analyysi

Teoreettisesti tarkin analyysi menetelmä jatkuvan sortuman tarkasteluun vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitin menetelmällä on epälineaarinen dynaaminen analyysi. Epälineaarisessa dynaamisessa analyysissä otetaan mukaan sekä inertian vaikutukset että materiaalien ja geometrian epälineaarisuudet (DoD 2009, 83).

Kyseinen analyysi tehdään prosessina samalla tavalla kuin lineaarinen dynaaminen analyysi. Analyysissä rakenne poistetaan reaaliajassa ja ainoana erona on, että materiaalit saavat käyttäytyä epälineaarisesti. (Marjanishvili ja Agnew 2006, 372.) Tämä johtaa suurempiin muodonmuutoksiin, energian häviämiseen sekä materiaalin myötäämiseen, halkeiluun ja murtumiseen. Kaikista jatkuvan sortuman analyysimenetelmistä epälineaarinen dynaaminen analyysi on oikein suoritettuna teoreettisesti tarkin ja realistisin. (Marjanishvili 2004, 83.)

Yhdysvaltojen puolustusministeriön tai General Service Administrationin suunnitteluohjeet eivät aseta minkäänlaisia erikoisvaatimuksia epälineaarisen dynaamisen analyysin käyttöön. Ohjeistusta annetaan kuitenkin mallinnuksessa käytettäviin parametreihin, analyysin suorittamiseen ja käytettäviin kuormitusyhdistelmiin. Menetelmässä vaaditaan vastaavanlaisia kuormitusyhdistelmiä ja mallinnusparametreja kuin epälineaarisessa staattisessa analyysissä. Dynaamista suurennuskerrointa ei luonnollisesti tarvitse kuormitusyhdistelmissä ottaa mukaan, kuten epälineaarisessa staattisessa menetelmässä. (DoD 2009, 52–54.) (GSA 2013, 29–30.)

Molemmissa suunnitteluohjeissa annetaan vastaavanlaiset ohjeet analyysin tekemiseen. Analyysi aloitetaan siten, että rakenteessa esiintyviä oman painon kuormia vähitellen suurennetaan nolasta lopullisiin arvoihinsa, kunnes tasapaino saavutetaan. Tasapainon saavuttamisen jälkeen poistetaan kantava rakenne äkillisesti. Kantavan rakenteen poistoon käytettävä aika saa korkeintaan olla kymmenesosa poistetun rakenteen yläpuolisen alueen rakenteiden pystyreaktion ominaisheilahdusajan kestosta. Ominaisheilahdusaika laskeaan rakenteelle, kun kantava pilari on poistettu. Analyysia jatketaan, kunnes saavutetaan maksimisiirtymä tai, kunnes poistetun rakenteen alueella esiintyy yksi pystyreaktion ominaisjakso. Toisaalta analyysin aika-askelten pituuksille ei anneta mitään ohjeistusta. (DoD 2009, 54.) (GSA 2013, 30.)

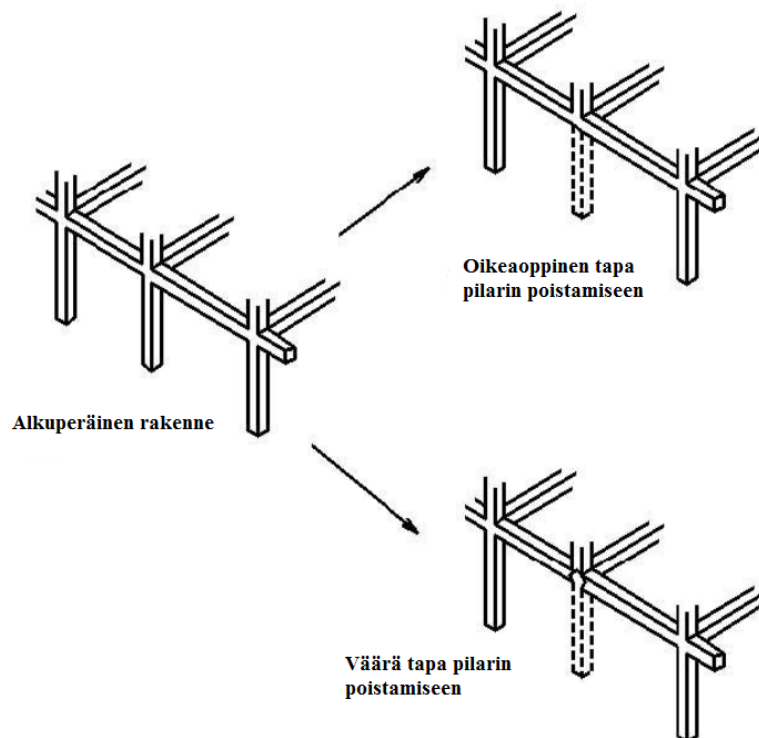
Marjanishvili (2004, s. 83) esittää seuraavat vaiheet analyysin suorittamiseksi:

1. Rakenteen analysointia varten on tehtävä 3D-rakennemalli
2. Määritetään voimien jakautuminen ”levossa”
3. Suoritetaan stabiliteetti analyysi
4. Arvioidaan kuorman aika-askeleen pituus
5. Arvioidaan rakenneosien kapasiteetit ja voima-siirtymäsuhteet
6. Tehdään epälineaarinen aika-historia analyysi
7. Varmennetaan ja vahvistetaan tulokset laskemalla useita herkkyyssanalyysyjä
8. Arvioidaan tulokset.

Analyysimenetelmän realistisuuden lisäksi menetelmän edut ovat sen kyky huomioida dynaamiset vaikutukset sekä materiaalin epälineaarisuuden. Yleensä menetelmää vältellään, sillä analyysin laskenta-aika, tulosten evaluointi ja tulosten vahvistaminen on hyvin aikaa vievää. (Marjanishvili 2006, 372.) (Marjanishvili 2004, 83.) Lisäksi virheelliset oletukset tai virheellinen mallintaminen voi johtaa menetelmässä virheellisiin tuloksiin. (Marjanishvili 2004, 83.)

4.3 Kantavan rakenteen poistaminen analyyseissä

Yhdysvaltojen puolustusministeriön sekä General Service Administrationin suunnitteleluohjeet antavat myös ohjeistusta siitä, miten kantava rakenne tulisi poistaa oikeaoppisesti. Tämän lisäksi ohjeistusta annetaan myös siitä, mitkä rakenteet tulisi analyyseissa poistaa. Riippumatta siitä, mistä kantava pystyrakenne poistetaan, tulee poistossa varmistaa palkkien välinen jatkuvuus poistettavan rakenteen yllä. Tämä oikeaoppinen poistotapa on havainnollistettu kuvassa 4-3. (GSA 2013, 12.) (DoD 2009, 34.)

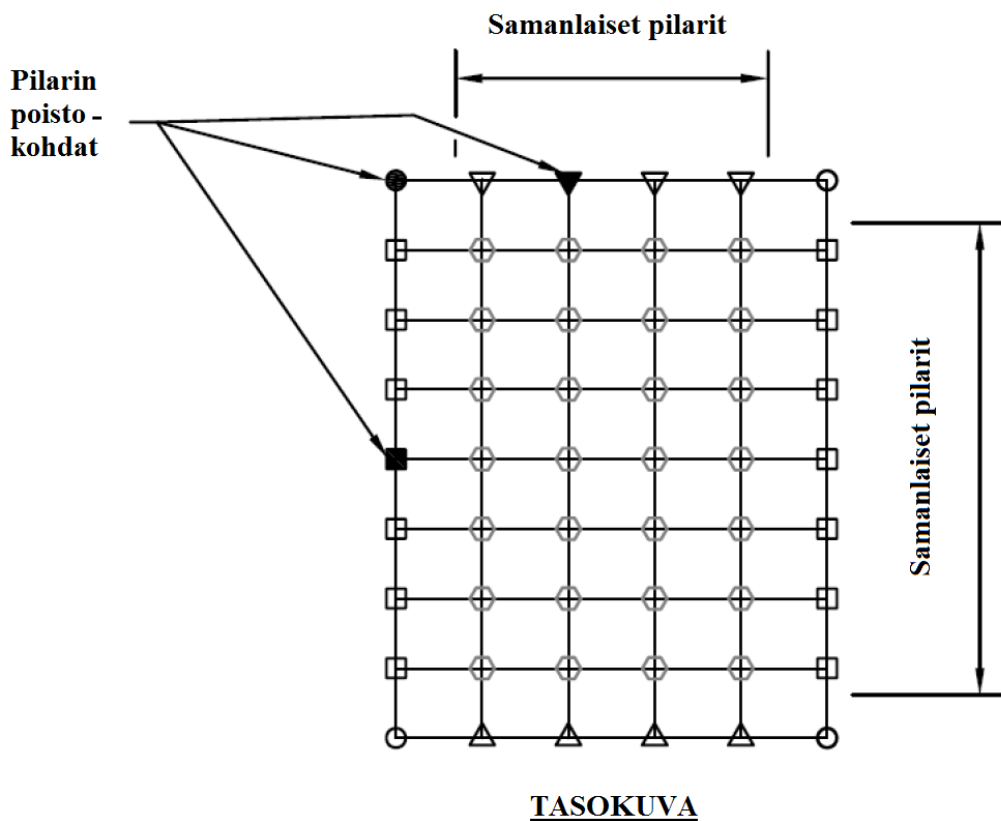


Kuva 4-3 Pilarin poisto vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin menetelmässä (GSA 2013, 12).

Tämän lisäksi ohjeistus vaatii poistamaan seuraavissa kappaleissa määriteltävät rakenteet kaikissa seuraavissa kerroksissa:

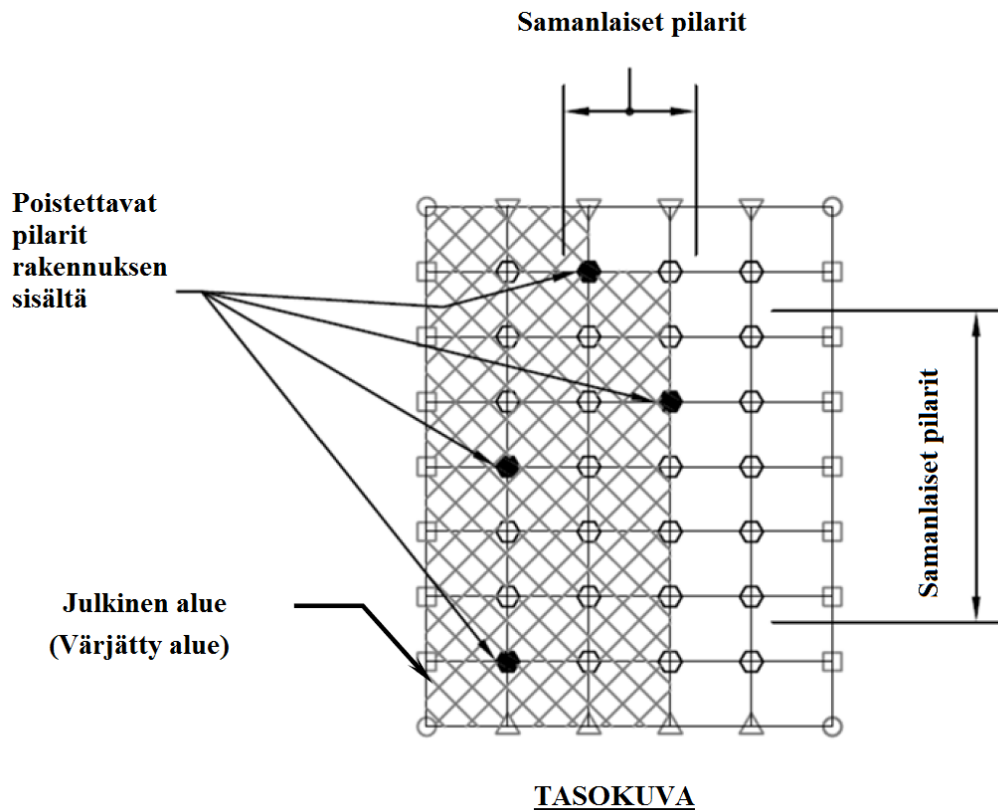
- ensimmäisessä kerroksessa, joka sijaitsee maan päällä,
- viimeisessä kerroksessa,
- yhdessä keskikerroksessa,
- ja sellaisen kerroksen yläpuolella, jossa pilarin poikkileikkaus muuttuu tai jos pilaria jatketaan.

Standardi määrittelee poistettavien rakenteiden sijainnit yllä mainituissa kerroksissa sekä pilareille että seinärakenteille. Tässä työssä keskitytään poistettavien kantavien pilareiden sijainteihin, sillä tässä diplomityössä tehtävissä analyyseissä poistetaan pelkästään kantavia pilareita. Pilareita tulee ohjeistuksen mukaan poistaa sekä rakennuksen reunoilta että rakennuksen keskialueelta. Rakenteen ulkoreunoilta tulee kantava pilari poistaa molempien sivujen keskeltä sekä nurkasta kuvan 4-4 mukaisesti.



Kuva 4-4 Reunapilarien poistokohdat DoD:n ja GSA:n mukaan (DoD 2009, 38).

Rakennuksen sisältä tulee tehdä tarkastelut kuvan 4-5 mukaisille pilarin poisto tilanteille.



Kuva 4-5 Pilarin poisto kohdat DoD:n ja GSA:n mukaan (DoD 2009, 38).

Kuvissa 4-4 ja 4-5 olevalla julkisella alueella tarkoitetaan alueita, joihin kaikilla ihmisillä on vapaa pääsy. Tällaisia alueita ovat alueet, joihin ei tarvitse kulkulupia tai kulunvalvontajärjestelmää päästääkseen alueelle tai alueet, joissa vierailijoita tai heidän omaisuuttaan ei valaista röntgenillä tai magnetometrillä. (GSA 2013, B1.)

Näiden pilareiden lisäksi analyyseissa pitää poistaa myös muita kriittisiä pilareita. Nämä kriittiset pilarit valitaan suunnittelijan harkintakyvyn mukaan. Suunnittelijan harkintakyvyn soveltamisen lisäksi suunnitteluohjeet myös antavat kriittiset tapaukset, jotka tulee vähintään tarkastaa. Tällaisia tapauksia ovat muun muassa

- kevyesti kuormitetut vierekkäiset pilarit
- vierekkäiset jännevälit ovat erisuuruiset
- rakenteen geometria vaihtuu merkittävästi
- rakenteessa esiintyy pystysuunnassa epäjatkuvuuksia
- kehien osat, jotka liittyvät toisiinsa eri korkeuksissa tai suunnissa. (DoD 2009, 34–38.) (GSA 2013, 12–15.)

4.4 Dynaaminen suurennuskerroin

Rakenteissa esiintyviä dynaamisia vaikutuksia voidaan arvioida lineaarisella tai epälineaarilla dynaamisella analyysillä, kuten aikaisemmin on jo esitetty. Nämä menetelmät voivat kuitenkin olla hyvin raskaita ja työläitä, joten Yhdysvaltojen puolustusministeriön ja General Service Administrationin suunnitteluohjeet sallivat yksinkertaisemman menetelyn käytön arvioidessa rakenteissa esiintyviä dynaamisia vaikutuksia. (Izzudin ym. 2008, 11–12.)

Yksinkertaisemmassa menetelmässä käytetään dynaamista suurennuskerrointa. Tällöin epälineaarista dynaamista analyysiä arvioidaan kertomalla epälineaarisen staattisen analyysin kuormat dynaamisella suurennuskertoimella. Dynaamista suurennuskerrointa voidaan arvioida usealla tavalla. (DoD 2009, 51.) (GSA 2013, 28.) Suurennuskertoimen tarkoituksena on huomioida rakenteen sisäisen inertian aiheuttamat vaikutukset, jota staattinen malli ei huomioi (Stevens ym. 2011, 877).

Tässä alaluvussa esitellään eri lähteiden mukaan määritetyt dynaamiset suurennuskertoimet: kansainvälisten suunnitteluohjeiden antama dynaaminen suurennuskerroin sekä staattisen ja dynaamisen reaktioiden suhteen mukaan määriteltä dynaaminen suurennuskerroin. Tämän lisäksi alaluvussa perehdytään myös energiametodin mukaiseen yksinkertaistettuun dynaamiseen analyysiin, jonka avulla voidaan myös määrittellä dynaaminen suurennuskerroin.

4.4.1 Suunnitteluohjeiden määrittämät kertoimet

Yhdysvaltojen suunnitteluohjeiden mukaan dynaaminen suurennuskerroin voi maksimissaan olla 2,0, mutta yleensä se on alhaisempi. Vanhemmissa suunnitteluohjeissa suurennuskerroin oli vakio 2,0, joka perustuu lineaarisen värähtelijän yhtälöön ja on suuruudeltaan konservatiivinen. Tässä täytyy ottaa huomioon, että kerroin on tarkoitettu epälineaarista staattista analyysia varten. Kuten jo luvussa 4.2.1 on kerrottu, lineaariselle staattiselle analyysille kerroin voi olla suurempikin. (DoD 2009, 51.) (GSA 2013, 28 ja C11.) Lisäksi myös DCLG (2011, s. 98) huomauttaa, että arvo 2,0, joka perustuu lineaariseen teoriaan, on yleensä dynaamisen suurennuskertoimen yläraja, mutta kerroin voi olla suurempikin.

Sekä Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohje (2009, s. 51) että General Service Administrationin ohjeet (2013, s. 28) antavat samat dynaamiset suurennuskertoimet eri rakennetyypeille ja materiaaleille. Suurennuskertoimen suuruus riippuu siis rakenteen materiaalista ja rakennetyypistä. Dynaaminen suurennuskerroin on muun muassa kaikille puurakenteille, tiilirakenteille, betonisille kantaville seinille ja kylmävalssatuille teräsrakenteille vakio 2,0. Kuitenkin teräksisille ja betonisille kehärakenteille annetaan pienempiäkin arvoja riippuen rakenteen sitkeydestä eli kyvystä vastustaa kiertymää.

Teräksisille kehärakenteille on suunnitteluohjeissa annettu seuraava arvo (*kaava 4-6*)

$$\Omega_N = 1,08 + 0,76 / \left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0,83 \right) \quad (4-6)$$

missä θ_{pra} on suurin sallittu plastinen kiertymä [rad]
 θ_y on kiertymä kun rakenne myötää [rad]

Teräsbetoniselle kehärakenteelle arvo on (kaava 4-7)

$$\Omega_N = 1,04 + 0,45 / \left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0,48 \right) \quad (4-7)$$

missä θ_{pra} on suurin sallittu plastinen kiertymä [rad]
 θ_y on kiertymä kun rakenne myötää [rad]

Dynaamisen suurennuskertoimen määrittämiseksi valitaan suurimman dynaamisen suurennuskertoimen aiheuttavan kiertymien suhde ensisijaisten elementtien, komponenttien tai liitoksien väliltä. Pilareille kuitenkin tätä kerrointa ei määritellä. Kiertymien arvot tai niiden laskemiseen tarvittavat arvot annetaan American Society of Civil Engineersin ohjeessa ”*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”. Sallittu plastinen kiertymä määritetään liitteen 1 mukaan. (DoD 2007, 51.) Kiertymä θ_y määritetään teräsbetonirakenteille taulukon 4-2 mukaisten jäykkyyksien avulla (ASCE 2007, 154).

Taulukko 4-2 Teräsbetonirakenteiden jäykkyydet määrittäessä plastista kiertymää (ASCE 2007, 154).

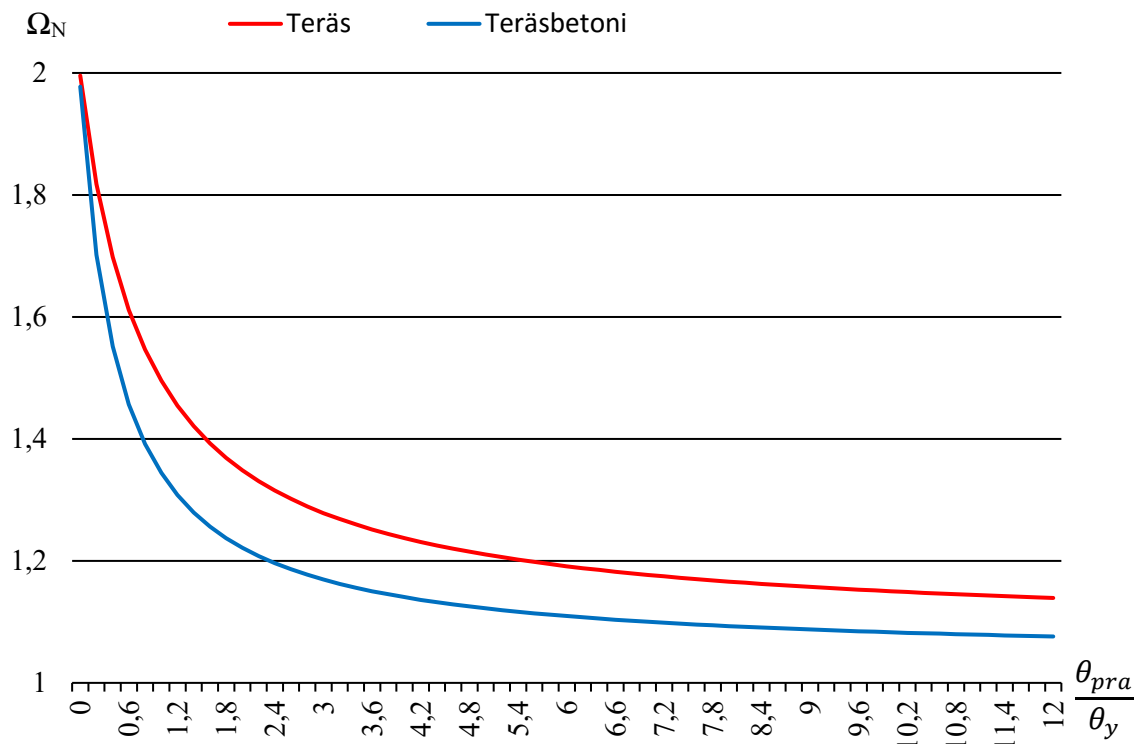
| Komponentti | Taivutusjäykkyys | Leikkausjäykkyys | Aksiaalinen jäykkyys |
|---------------------------------------|------------------|------------------|----------------------|
| Palkit - ei esijännitystä | 0,5 $E_c I$ | 0,4 $E_c A_w$ | - |
| Palkit - esijännitetty | $E_c I$ | 0,4 $E_c A_w$ | - |
| Pilarit ($N_{Ed} \geq 0,5 A_c f_c$) | 0,7 $E_c I$ | 0,4 $E_c A_w$ | $E_c A$ |
| Pilarit ($N_{Ed} \leq 0,3 A_c f_c$) | 0,5 $E_c I$ | 0,4 $E_c A_w$ | $E_c A$ |
| Seinät - ei halkeilua | 0,8 $E_c I$ | 0,4 $E_c A_w$ | $E_c A$ |
| Seinät - halkeilleet | 0,5 $E_c I$ | 0,4 $E_c A_w$ | $E_c A$ |

Teräsrakenteille kiertymä θ_y annetaan American Society of Civil Engineersin ohjeessa suoraan ja sen arvo palkeille on esitetty alla olevassa kaavassa (kaava 4-8) (ASCE 2007, 120).

$$\theta_y = \frac{ZF_y l_b}{6EI_b} \quad (4-8)$$

missä Z on plastinen taivutusvastus [m^3]
 F_y on materiaalin myötölujuus [Pa]
 l_b on palkin pituus [m]
 E on materiaalin kimmokerroin [Pa]
 I_b on jäyhyysmomentti palkille [m^4]

Vaikka yllä esitetyt suurennuskertoimet ovat parannus vanhan standardin vakio 2,0 suurennuskertoimen arvoon, ovat uudetkin kertoimet silti saaneet kritiikkiä. Kertoimia on arvosteltu siitä, että kertoimien arvo pienenee monotonisesti rakenteen sitkeyden parantuessa (Izzudin 2010, 562). Lisäksi Yhdysvaltojen puolustusministeriön ja General Service Administrationin ohjeet eivät huomioi suurennuskertoimen määritelmässä rakenteessa esiintyviä köysivaikutuksia tai sitä, jos rakenne toimii puristettuna holvikaarena. Kuvassa 4-6 on esitetty graafisesti dynaamisen suurennuskertoimen riippuvuus rakenteen sitkeydestä. Kuvasta voidaan nähdä, kuinka dynaaminen suurennuskerroin pienenee nopeasti sitkeyden kasvaessa. (Izzudin 2010, 562.) (Fu ym. 2016, 170.)



Kuva 4-6 Suurennuskertoimen riippuvuus rakenteen sitkeydestä DoD:n ja GSA:n ohjeiden mukaan (Muokattu lähteestä Izzudin 2010, 562).

4.4.2 Kirjallisuuden antamat kertoimet

Suunnitteluohjeiden lisäksi dynaamista suurennuskerrointa on arvioitu myös muussa kirjallisuudessa sekä tutkimuksissa. Muun muassa Clough ja Penzien (1993, s. 38), Chopra (2007, s. 70) ja Fu ym. (2016, s. 170) määrittelevät rakenteelle dynaamisen suurennuskertoimen siirtymävasteen avulla. Kun rakenteeseen vaikuttaa sama kuorma P , on maksimisiirtymä dynaamisessa tarkastelussa impulssikuormille suurempi kuin staattisessa tarkastelussa. Dynaaminen suurennuskerroin saadaan näiden siirtymien välisestä suhteesta. Dynaamisella suurennuskertoimella on tällöin seuraavan kaavan mukainen arvo (kaava 4-9) (Tsai ja Lin 2009, 541.)

$$DAF = \frac{\Delta_{dy}}{\Delta_{st}} = \frac{P/k_{dy}}{P/k_{st}} = \frac{k_{st}}{k_{dy}} \quad (4-9)$$

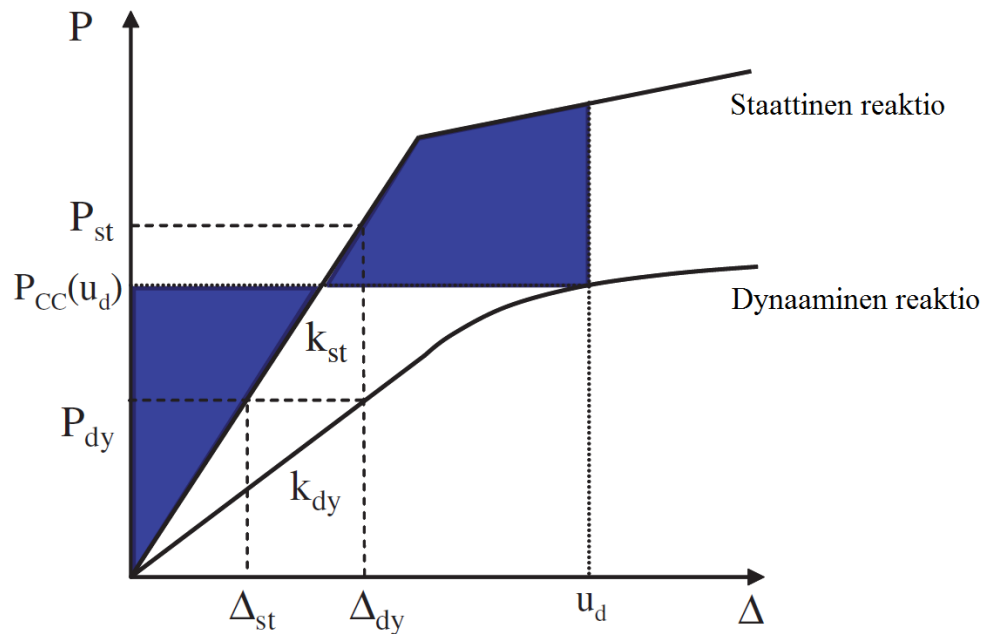
| | | |
|-------|---------------|-----------------------------------------------------------------------|
| missä | Δ_{dy} | on rakenteen siirtymä dynaamisessa tarkastelussa kuorman P alla [m] |
| | Δ_{st} | on rakenteen siirtymä staattisessa tarkastelussa kuorman P alla [m] |
| | P | on kuormitus rakenteessa [N] |
| | k_{st} | on rakenteen jäykkyys staattisessa tarkastelussa [N/m] |
| | k_{dy} | on rakenteen jäykkyys dynaamisessa tarkastelussa [N/m] |

Kyseinen dynaaminen suurennuskerroin voidaan myös esittää voimasuureiden suhteen (kaava 4-10) (Fu ym. 2016, 170) (Tsai ja Lin 2009, 541).

$$DAF = \frac{k_{st}}{k_{dy}} = \frac{P_{st}}{P_{dy}} \quad (4-10)$$

| | | |
|-------|----------|----------------------------------------------------------|
| missä | P_{dy} | on dynaaminen kuorma taipuman Δ_{dy} alaisena [N] |
| | P_{st} | on staattinen kuorma taipuman Δ_{dy} alaisena [N] |

Dynaamisen suurennuskertoimen määräytyminen molemmissa yllä olevissa tilanteissa voidaan esittää myös kuvan 4-7 avulla. (Tsai ja Lin 2009, 541.)



Kuva 4-7 Dynaaminen suurennuskerroin (Tsai ja Lin 2009, 541).

Kun rakenne poistetaan äkillisesti, voidaan tapahtuma mallintaa impulssikuormana, kuten luvussa kolme on ilmaistu. Tsai ja Lin (2009, 541–542) kertovat, kuinka Chopra (1995) ilmaisee dynaamisen suurennuskertoimen määrittelemättömän mallisen impulssikuorman alaisena seuraavan yhtälön avulla (kaava 4-11).

$$DAF = 1 + \frac{\left| \sin\left(\frac{\pi t_1}{T}\right) \right|}{\pi\left(\frac{t_1}{T}\right)} \quad (4-11)$$

missä t_1 *on impulssireaktion kesto [s]*
 T *on pystysuuntaisen värähtelyn ominaisjakson kesto [s]*

Tämän määritelmän mukaan dynaamisen suurennuskertoimen suuruus riippuu jo kolmannessa luvussa esitetystä impulssireaktion keston ja värähtelyn ominaisjakson keston suhteesta t_1/T . Kyseisen dynaamisen suurennuskertoimien avulla voidaan ymmärtää DoD:n ja GSA:n lineaarisen staattisen analyysien kuorman suurennuskerrointa 2,0. Kun pilarin poistaminen tehdään erittäin nopeasti, voi suhde t_1/T lähestyä nollaa ja tällöin dynaaminen suurennuskerroin lähestyy arvoa 2,0. (Tsai ja Lin 2009, 541–542.) Myös Fertisin (1973, s. 59) mukaan dynaaminen suurennuskerroin voi olla rakenteelle maksimissaan 2,0, kun verrataan maksimi lineaarista staattista reaktiota maksimi lineaariseen dynaamiseen reaktioon. Kuitenkin DoD:n ja GSA:n ohjeissa tulee pilari poistaa ajalla $t_1 = T/10s$ (DoD 2009, 54) (GSA 2013, 30). Tämän mukaan kyseinen suhde on suuruudeltaan $1/10s$ ja dynaamisen suurennuskertoimen tulisi analyysissa olla kuvan 3-7 mukaisesti ehkä hieman pienempi kuin 2,0. Kuitenkin luonnollisesti myös pilarin poistamisen mallinnustapa vaikuttaa kertoimeen.

Dynaamisen suurennuskertoimen todellista suuruutta on selvitetty useissa tutkimuksissa suorittamalla dynaamisia analyyseja. Analyyseissä kerroin on saatu vertailemalla maksimi siirtymiä dynaamisessa analyyssissä staattisen analyysin arvoihin. Stevens ym. (2011, s. 877) mukaan kertoimien suuruutta on tutkinut muun muassa McKay ym. (2007) ja Khandelwal (2007). Näissä tutkimuksissa on saatu teräsrakenteiden dynaamisille suurennuskertoimille arvoja 1,2 ja 1,85 väliltä. Betonirakenteille on taas saatu pienempiä arvoja 1,00 ja 1,4 väliltä. (Stevens ym. 2011, 877.)

Näiden tutkimuksien lisäksi myös muun muassa Tsai ja Lin (2009, s. 548) ja Ruth ym. (2006, s. 349) ovat tutkineet kertoimen suuruutta. Tsai ja Lin (2009, s. 548) saivat betonisen kehärakenteen dynaamiseksi suurennuskertoimeksi arvoja väliltä 1,16 ja 1,18, kun verrattiin epälineaarisen staattisen analyysin siirtymä reaktioita epälineaarisen dynaamisen analyysin reaktioihin. Kun epälineaarisia dynaamisia reaktioita verrattiin lineaarisiin staattisiin reaktioihin, saatiin kertoimelle arvoja väliltä 1,46 ja 1,56. Samassa tutkimuksessa myös huomattiin, että dynaaminen suurennuskerroin pienenee staattisen siirtymäreaktion suuretuessa. Ruth ym. (2006, s. 357) sai erisuuruusille ja muotoisille teräskehärakenteille dynaamiseksi suurennuskertoimeksi arvoja väliltä 1,27 ja 1,41. Kun sama analyysi suoritettiin betonikehärakenteelle, saatiin dynaamiseksi suurennuskertoimeksi kaikissa tarkasteluissa alle 1,10. Näiden tulosten perusteella Ruth ym. (2006, s. 362–363) ehdottavatkin kaikille rakenteille konservatiiviseksi dynaamisen suurennuskertoimen arvoksi 1,50, ellei rakenne ole kriittinen. Luonnollisesti tällaiset tulokset ovat sidoksissa tarkasteltaviin rakennejärjestelmiin, joka täytyy ottaa tulkinnassa huomioon.

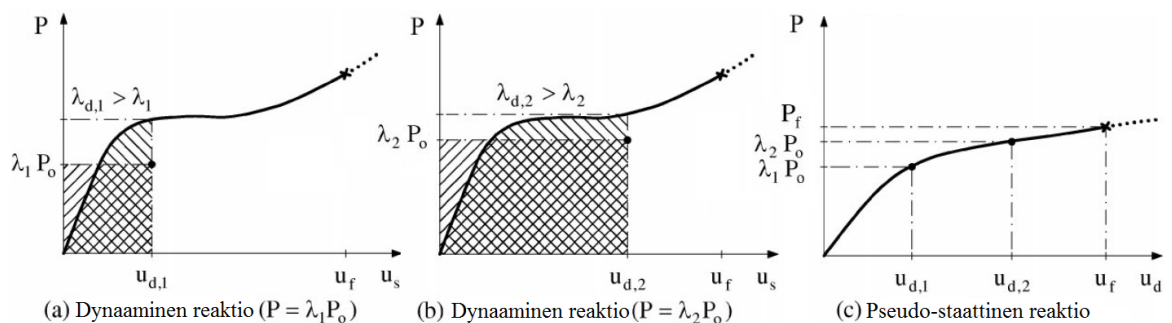
4.4.3 Energiamenetelmä

Izzudin ym. (2008, s. 1313) mukaan kuitenkin dynaamisen suurennuskertoimen käyttäminen rakenteen dynaamisia rasituksia arvioiessa sisältää useita vaikeuksia, sillä suurennuskerroin riippuu sekä kuormituksesta että epälineaarisen reaktion laadusta. Tästä johtuen esitetään vaihtoehtoista yksinkertaistettua menetelmää, jonka pääfokuksena on määrittää dynaaminen maksimivaste. Energiamenetelmän tarkoituksena on Izzudin (2010, s. 561) mukaan muuttaa epälineaarinen staattinen reaktio (kuormitus P , siirtymä u_s) maksimaaliseksi dynaamiseksi reaktioksi (siirtymä u_d).

Vaikkei menetelmässä olekaan tarkoitus määrittää dynaamista suurennuskerrointa, on siihen kuitenkin halutessaan mahdollisuus. Dynaaminen suurennuskerroin määritetään halutessa vastaavalla tavalla kuin luvussa 4.4.2. Kerroin saadaan vertailemalla analyysistä saatua maksimi dynaamista reaktiota staattiseen reaktioon. (Izzudin ym. 2008, 1313.)

Izzudin lisäksi myös Dusenberryn ja Hamburgerin (2006, s. 338) mukaan energiaperusteiset analyysit tarjoavat tarkempia arvioita jatkuvan sortuman ilmiöstä kuin voima-perusteiset menetelmät. Energiaperusteiset menetelmät hyödyntävät energiatasapainoa, kuten on aikaisemmin mainittu luvussa kolme. Energiamenetelmien yksinkertaisuus perustuu siihen, että rakenteen muodonmuutosenergia on yhtä kuin ulkoisien kuormien tekemä työ. Näiden avulla voidaan määrittää jäljelle jäävä kineettinen energia, joka kuvaa rakenteen heilahdusliikettä. (Dusenberry ja Hamburger 2006, 338.)

Energiamenetelmässä rakenteelle asetetaan ekvivalentti äkillinen omasta painosta muodostuva kuorma (λP). Dynaamisen reaktion alkuvaiheessa tämän kuorman energia on suurempi kuin vastustava muodonmuutosenergia ja tällöin differentiaalinen tehty työ deformaation askelten yli muuttuu ylimääräiseksi kineettiseksi energiaksi. Kun muodonmuutokset suurentuvat, vastustus ylittää ekvivalentin kuorman energian ja syntyvä kineettinen energia pienenee. Maksimi dynaaminen reaktio saadaan, kun kineettinen energia on vähentynyt nolllaksi. Tällöin kuorman tekemä työ on identtinen rakenteen absorboivan energian kanssa. Tämä periaate voidaan esittää kuvan 4-8 avulla, kun rakenteelle on asetettu kaksi eri staattista kuormitusta dynaamisten maksimisiirtymien ($u_{d,1}$ ja $u_{d,2}$) määrittämiseksi. Molemmissa tapauksissa värjätty alueet kuvaavat ulkoista ja sisäistä kuormaa. Maksimi dynaaminen siirtymä saadaan, kun nämä alueet ovat pinta-alaltaan samat eli kineettinen energia on nolla. (Izzudin ym. 2008, 1313–1314.) (Izzudin 2010, 561–562.)



Kuva 4-8 Yksinkertaistettu dynaaminen analyysi - energiamenetelmä (Izzudin ym. 2010, 562.)

Tällöin mikä tahansa äkillisesti asetettu kuorma P_n , joka aiheuttaa dynaamisen maksimi-siirtymän $u_{d,n}$ on staattisen kestävyuden keskiarvo siirtymään $u_{d,n}$ asti. Yhteyttä kuvataan seuraavan yhtälön avulla (kaava 4-12). (Izzudin 2010, 561.)

$$P_n = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_d} P du_s \quad (4-12)$$

| | | |
|--------------|-----------|-----------------------------------------|
| <i>missä</i> | $u_{d,n}$ | <i>on dynaaminen maksimireaktio [m]</i> |
| | u_s | <i>on staattinen reaktio [m]</i> |
| | P | <i>on staattinen kuorma [N]</i> |

Energiamenetelmällä voidaan myös muun muassa perustella lineaaristen staattisten analyysien kuorman suurennuskerroin (Dusenberry ja Hamburger 2006, 339). Suurennuskerroimen arvo 2,0 perustuu maksimi lineaariseen elastiseen reaktioon, joka saavutetaan, kun staattinen kuorma asetetaan vaikuttamaan äkillisesti ja kuorman arvoa pidetään vakiona (Stevens ym. 2011, 877). Tämä voidaan havainnollistaa kuvittelemalla, että kaksiaukkoi-sesta yhden vapausasteen järjestelmän palkista poistetaan keskimmäinen tuki. Systeemin kineettisen energian muutos E_k saadaan vähentämällä potentiaalienergiasta E_p liikettä vastustava muodonmuutosenergia E_m . Tästä saadaan alla oleva yhtälö (kaava 4-13). (Dusenberry ja Hamburger 2006, 338–339.)

$$E_k = E_p - E_m = \delta mg - \delta \frac{F}{2} \quad (4-13)$$

| | | |
|--------------|----------|-----------------------------------------------------------|
| <i>missä</i> | m | <i>on rakenteen massa [kg]</i> |
| | δ | <i>on pystysuuntainen siirtymä rakenteen massasta [m]</i> |
| | g | <i>on kiihtyvyys painovoimasta [m/s²]</i> |
| | F | <i>on liikettä vastustava voima [N]</i> |

Kun yhtälö asetetaan nolaksi eli kineettinen energia on nolla, saadaan seuraava yhtälö, jonka mukaan maksimi liikettä vastustava voima on kaksi kertaa rakenteen omapaino (kaava 4-14). (Dusenberry ja Hamburger 2006, 339.) Toisin sanoen maksimi suurennuskerroin voi olla teoreettisesti 2,0 lineaarisille elastiselle rakenteelle myös energiamenetelmällä laskettuna.

$$F = 2mg \quad (4-14)$$

Tässä tulee kuitenkin muistaa, että kyseinen tarkastelu pätee vain lineaarisille elastisille systeemeille. Kun systeemi muuttuu epälineaariseksi, muuttuu myös dynaamisen reaktion suuruus, sillä kertoimen tulee arvioida myös epälineaarisen materiaalin aiheuttamat vaikutukset maksimivasteeseen. (Dusenberry ja Hamburger 2006, 339.) (Stevens ym. 2011, 877.)

5 Tapaustutkimus – Toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallinta

Tässä luvussa tutkitaan tapaustutkimuksena arinapalkiston toimintaa, kun kantava pilari poistetaan. Luvussa kuvaillaan käytettävä tutkimusmetodiikka ja sen jälkeen suoritetaan arinapalkistorakenteelle dynaamiset ja staattiset analyysit. Lopuksi määritetään tutkimuksessa rakenteille dynaamiset suurennuskertoimet ja arvioidaan rakenteen jatkuvan sortuman sietokykyä.

5.1 Tutkimusmetodiikan kuvaus

Tutkimus toteutetaan kvalitatiivisena tapaustutkimuksena. Tapaustutkimus ei ole tutkimusmetodi, vaan se on tutkimusstrategia (Routio: haettu 2016). Tapaustutkimuksella tarkoitetaan yhden tapauksen, yksilön, ryhmän tai ilmiön kuvaamista jonkin ajanjakson aikana. Tapaustutkimus on yksi tapa suorittaa tutkimus, joka voi perustua yhteen tai useampaan samanlaiseen tapaustutkimukseen. (Yin 1993, 3-5.) (Routio: haettu 2016.)

Tapaustutkimus on empiirinen tutkimusstrategia, joka on usein deskriptiivinen eli kuvaileva. Sen pyrkimyksenä on ymmärtää ilmiötä kokonaisuutena eikä tarkoituksena ole tehdä suurempia yleistyksiä. Tutkimuksen lukijan tulee itse määrittää, missä laajuudessa voi soveltaa tutkimuksen tuloksia omaan tapaukseensa. Tutkimuksessa tutkija ottaa esiin ja raportoi tapaukselle relevantteja piirteitä, ominaisuuksia ja muuttujia. (Routio: haettu 2016.) (Leenders ja Erskine 1989, 10.) Tämän lisäksi tapaustutkimus on usein esitetty tutkimuksen tekijän näkökulmasta eli on näkemykseltään subjektiivinen (Leenders ja Erskine 1989, 10).

Tapaustutkimus sopii tutkimusstrategiaksi, kun tutkijat:

- haluavat määritellä aiheen laajasti
- eivät halua tutkia pelkästään ilmiötä, vaan myös sen kontekstia eli kontekstin sekä ilmiön väliset rajat ovat epäselvät
- tai haluavat tukeutua useisiin eri tiedon lähteisiin (Yin 1993, xi ja 3).

Tämän lisäksi tapaustutkimus sopii menetelmäksi, kun halutaan kuvailla tarkasti ilmiötä tai ongelmaa ja ymmärtää sitä kokonaisuutena (Leenders ja Erskine 1989, 10).

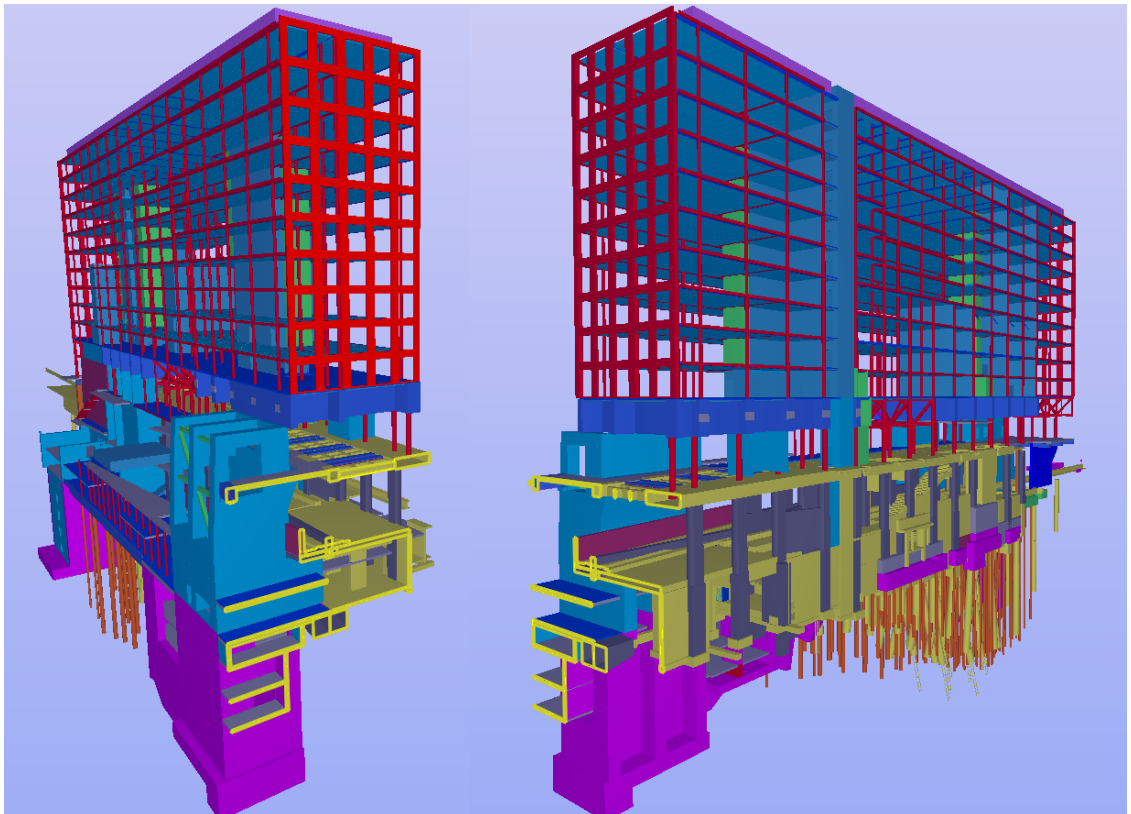
Tutkimusstrategiaa on kritisoitu siitä, ettei strategialla pystytäkään tekemään samanlaisia tilastollisia yleistyksiä kuin määrällisissä tutkimuksissa. Tämän lisäksi menetelmää on kritisoitu sen tiedonlähteiden sekä tutkijan subjektiivisuudesta. Flyvbjergin (2006, s. 219–221) mukaan tutkijat ovat kokeneet tapaustutkimuksen antavan liikaa painoarvoa tutkijan omille tulkinnoille. Menetelmän yleisesti koetaan myös soveltuvan paremmin hypoteesien luomiseen, mutta muiden tutkimusmenetelmien koetaan soveltuvan paremmin hypoteesien testaamiseen ja todentamiseen. Näiden lisäksi usein teoreettisen tiedon koetaan olevan arvokkaampaa tutkimusmateriaalia kuin tapaustutkimuksen tuoma käytännöllinen tieto. (Flyvbjerg 2006, 219–220.)

Tapaustutkimus sopii kuitenkin tutkimusstrategiaksi tähän työhön, sillä tutkimuksessa kuvataan tarkasti yhtä tapausta. Tutkimuksen tavoitteena on ilman liian suurta yleistystä luoda suunnitteluohjeet vastaavanlaisiin tilanteisiin ja tavoitteena on määrittää pelkästään tutkittavalle kohteelle dynaamiset suurennuskertoimet. Työn tuloksia voidaan yleistää muihinkin tilanteisiin, mutta tutkimustulosten hyödyntäminen ja hyödyntämisen laajuuden määrittää tutkimuksen lukija. Tämän lisäksi tutkimus nojaa myös vahvasti teoriaan sekä useisiin eri tiedon lähteisiin, mikä on tapaustutkimukselle hyvin tyypillistä.

5.2 Tutkimuksen lähtötiedot

5.2.1 Tutkimuskohteen ja rakenteiden esittely

Tapaustutkimuksessa tutkitaan uudisrakennuskohteen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallintaa vaihtoehtoisella kuormansiirtoreiteillä Helsingissä. Tapauksen rakennus koostuu useista erityyppisistä rakenteista ja käyttötarkoituksista. Rakennuksen arinatason rakenteet kuuluvat seuraamusluokkaan CC3b. Rakennuksessa on useita kerroksia kellaritiloja, joiden yläpuolella sijaitsee junarata. Junaradan yläpuolella on asemahalli ja sen yläpuolella on kymmenen kerrosta toimistotilaa. Tutkimuksen kannalta oleelliset rakenteet ovat toimistokerrokset eli asemahallin yläpuoliset rakenteet sekä arina- ja laituritason rakenteet. Työssä tarkastellaan toimistokerroksien alapuolisia teräksestä ja betonista koostuvaa arinapalkistorakennetta, jolla estetään toimiston jatkuva sortuma. Koko toimistorakenteen tietomalli on esitetty kahdesta suunnasta kuvassa 5-1.



Kuva 5-1 Toimistorakennuksen tietomalli kellarirakenteineen kuvattuna lännestä ja idästä.

Tutkittavan kohteen toimisto-osuuden rakennejärjestelmänä on pilari-palkkijärjestelmä. Kantavina pystyrakenteina toimivat liittopilarit, jotka ovat teräspyöröputkia ja ne ovat sisältä täytetty betonilla. Kantavina vaakarakenteina ovat teräksiset WQ-palkit ja lattiarakenteina ovat kantavat betoniset ontelolaatat. Poikkeuksena tähän ovat kuorilaatat arinarakenteiden päällä. Tämän lisäksi rakennus on jäykistetty betonisilla porras- ja hissi-kuiluilla toimiston molemmissa päissä.

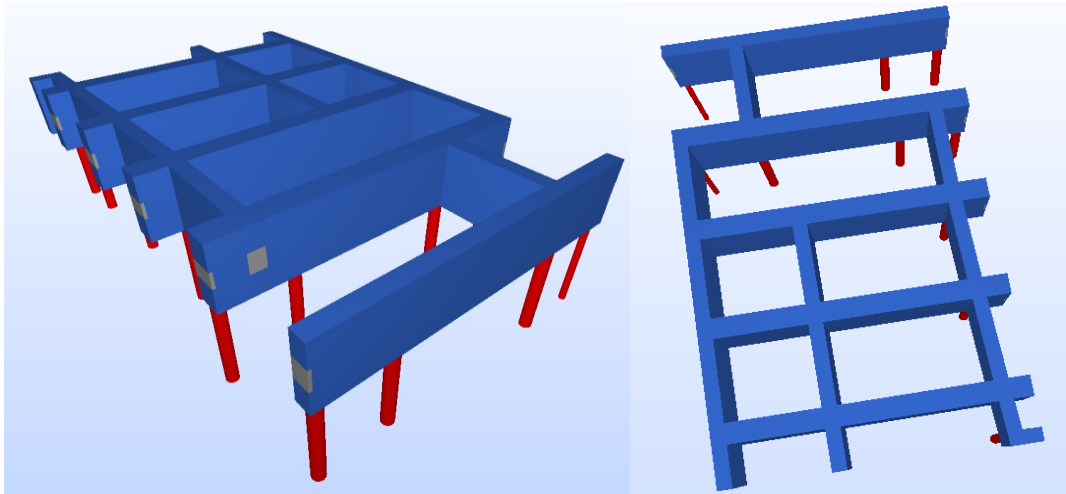
Seuraavaksi esitellään toimisto-osuuden kaikki kantavat rakenteet tarkemmin. Liittopilarien halkaisijoiden suuruudet vaihtelevat 350 mm ja 610 mm väliltä riippuen siitä, kuinka kuormitettuna pilarit ovat. Pilarit ovat asemahallin tasolla kerroksen korkuisia ja toimisto-osuudessa usean kerroksen korkuisia. Liittopilarien teräsosien lujuus on 355 MPa ja betonin lujuus on C40/50 tai C30/40 riippuen pilarista. Ontelolaatat ovat korkeudeltaan 320 mm ja betonin lujuus on C50/60. Kuorilaatat taas ovat korkeudeltaan 150 mm. Niiden päälle tulee 150 mm paikallavalu. Betonin lujuus kuorilaatoille on C35/45. Toimiston kantavat WQ-palkit myös vaihtelevat suuruudeltaan riippuen siitä ovatko ne reuna- vai keskipalkkeja. Palkkien leveydet vaihtelevat 380 mm ja 550 mm välillä ja korkeudet 277 mm ja 335 mm välillä. WQ-palkkien lujuus on 355 MPa.

Betoniseinien paksuudet vaihtelevat välillä 200 mm - 400 mm lukuun ottamatta seiiniä laiturei- ja arinatasoilla, jotka ovat paksumpia. Näiden seinien paksuudet ovat 200 mm ja 1500 mm väliltä. Betoniseinien lujuusluokka on C35/45. Laiturei- ja arinatasojen betoniseinät ovat paikallavalettuja ja ylemmissä toimistokerroksissa betoniseinät ovat elementtejä.

Tutkimuksessa tarkastellaan toimisto-osuuden alapuolista arinapalkistoa, jonka tulee kantaa kuormat kahdessa eri onnettomuustilanteissa:

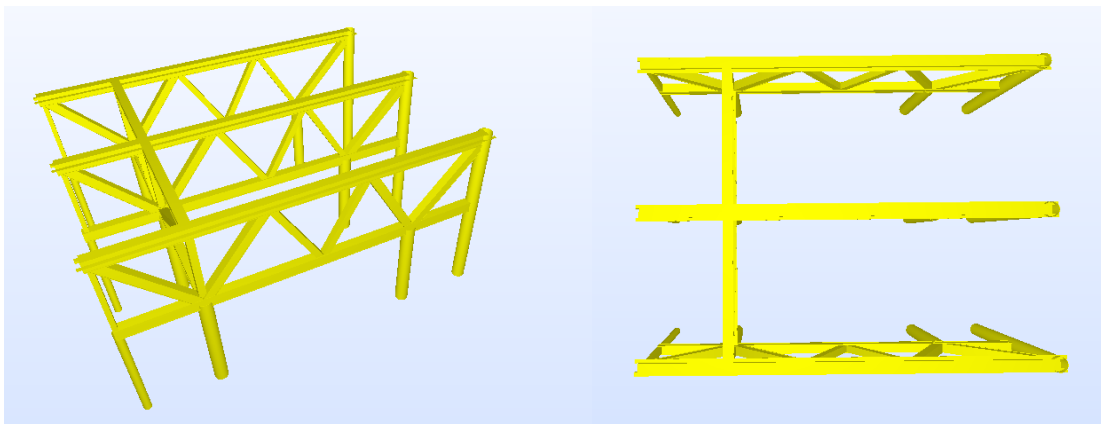
- tilanteessa, jossa arinapalkiston tasolta poistetaan pilareita
- sekä tilanteessa, jossa arinatason alapuoliselta tasolta eli laituritasolta poistetaan eri pilareita.

Arinapalkisto toimisto-osuuden alla koostuu kahdesta eri rakenneratkaisusta. Ensimmäinen arinapalkkiratkaisu on betoninen paikallavalettu jälkijännitettypalkisto. Betonipalkit muodostavat arinamaisen rakenteen ja arina siirtää kuormia molemmissa vaakasuunnissa. Palkit ovat 3600 mm korkeita, 800 mm - 1200 mm leveitä ja vaihtelevat pituuksiltaan. Betonin lujuusluokka on C35/45. Jännevälit vaihtelevat hieman yli kolmesta metristä yli 14 metriin riippuen palkin sijainnista. Palkeissa olevat jänteet ovat sijoitettu symmetrisesti keskelle palkkia ja jäniteitä on palkista riippuen kolmesta kuuteen. Jänneteräksen lujuus on 1860 MPa ja yhdessä suojaputkessa on punoksia yhdeksän kappaletta. Kuvassa 5-2 seuraavalla sivulla on esitetty tämä arinarakenne sivulta sekä ylhäältä katsottuna.



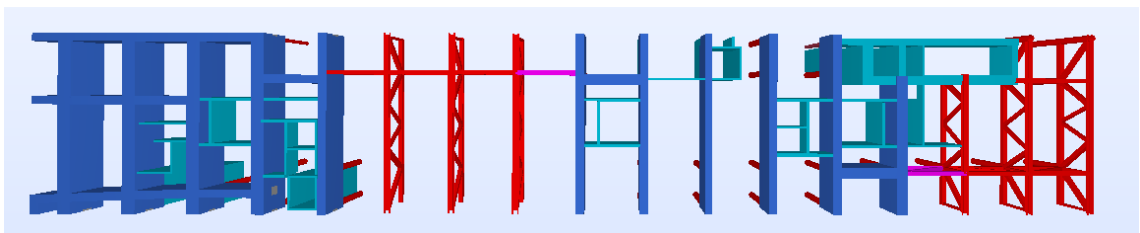
Kuva 5-2 Betoninen arinapalkkisto kuvattuna sivusta ja ylhäältä.

Toinen arinapalkkiratkaisu on teräksinen ristikkorakenne. Ristikön ala- ja yläpaarteet koostuvat kotelopalkkeista, joiden korkeus on 500 mm ja leveys 400 mm. Ristikön diagonaalisauvat ovat myös kotelopalkkeja, joiden korkeus ja leveys ovat 400 mm. Pystysauvat ovat neliöpyöröputkia, joiden sivumitat ovat 300 mm ja 200 mm. Ristikoilla muodostetaan vastaavanlainen arinamainen rakenne, joka siirtää kuormia molemmissa vaakasuunnissa. Teräsarinat ovat korkeudeltaan 4080 mm ja kaikkien osien lujuus on 355 MPa. Teräsarinarakenteen jännevälit ovat vastaavanlaiset kuin betoniarinan. Kuvassa 5-3 on esitelty yksi tällainen teräsristikkoarinarakenne.



Kuva 5-3 Teräksinen ristikkoarinarakenne sivusta ja ylhäältä.

Näillä kahdenlaisella eri arinapalkistorakenteella muodostetaan toimistojen alle yhtenäisen arinapalkkisto, joka koostuu molemmista ratkaisuista. Koko toimisto-osuuden alapuolinen arinapalkkisto on kuvattu kuvassa 5-4. Kuvassa vaalean sinisellä on arinapalkkiston välissä olevat betoniseinät.



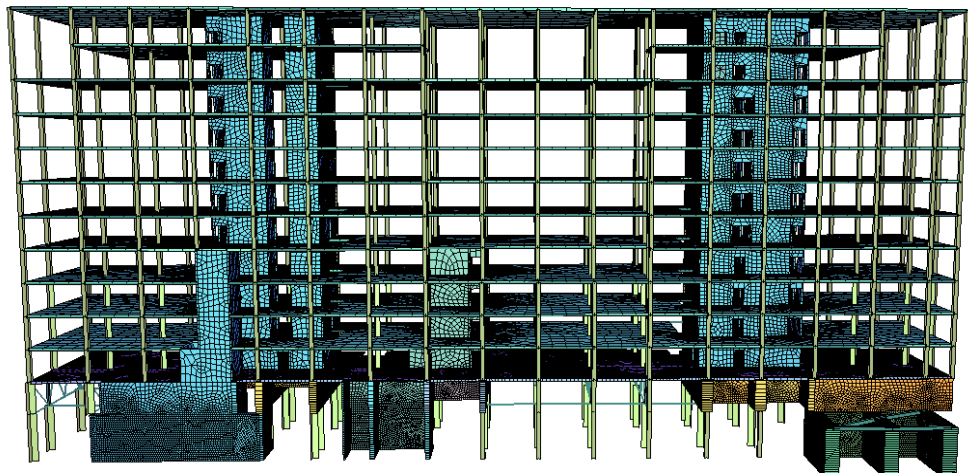
Kuva 5-4 Yhtenäinen arinapalkkisto kuvattuna ylhäältä päin.

5.2.2 Rakennemallit

Rakennuksesta analysoidaan kymmenen kerrosta korkea toimisto-osuus ja sen alapuolinen asemahalli- ja laiturikerros. Alapuoliset kellaritason rakenteet voidaan jättää rakennemallista pois, sillä voidaan päätellä, ettei niiden poisjättäminen vaikuta negatiivisesti rakenteen ylemmän osan kantokykyyn. Myös Yhdysvaltojen puolustusministeriön sekä General Service Administrationin ohjeet sallivat rakenteen alapuolisen osan poisjättämisen, jos sillä ei ole merkitystä yläpuolisen osan kantokykyyn tilanteessa, jossa kantava pilari poistetaan. Rakenne ei ole symmetrinen, joten analyysissä rakennemalliin mallinnetaan kaikki loput kerrokset ja tilat. Rakennemalleja on laskennassa neljä. Ensimmäisessä mallissa ei ole laituritason rakenteita mukana ja toisessa mallissa laituritason rakenteet ovat mallinnetut. Laituritason mallia käytetään, kun kyseiseltä tasolta poistetaan rakenteita. Muuten toimistorakenteen analysoinnissa käytetään rakennemallia, jossa ei ole laituritason rakenteita mukana. Loput mallit ovat yksinkertaisia rakennemalleja, joilla verifioidaan ja vertaillaan tuloksia.

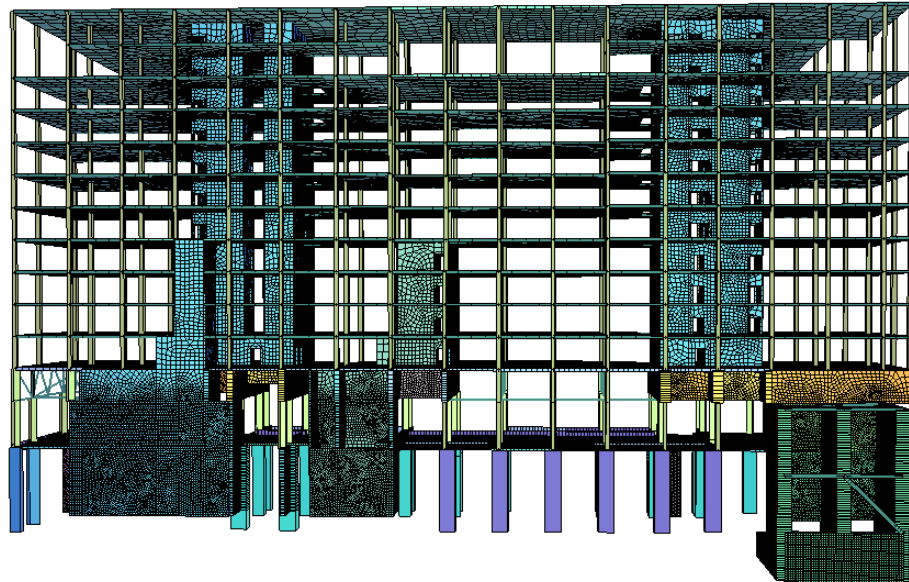
Rakennemalleihin mallinnetaan kaikki kantavat pilarit, palkit ja väliseinät. Tämän lisäksi malleissa ovat mukana myös kantavat ontelolaatat sekä arinapalkiston yläpuoliset kuorilaatat. Laatat mallinnetaan mukaan, sillä niiden oletetaan parantavan rakenteen kantokykyä tilanteessa, jossa pilari poistetaan. Liitokset pilareiden päissä ovat mallinnettu nivellisinä. Myös betoniseiniä liitokset kerroksissa 3-11 ovat mallinnettu nivelinä, sillä seinät ovat elementtejä. Alempien kerroksien jäykistävät rakenteet ovat paikalla valettuja rakenteita, joten ne mallinnetaan jäykkinä rakenteina. Rakennemallien ensimmäisten kerrosten tuet ovat aina täysin jäykkiä, mutta pilareiden alapäiden osalta ne eivät kuitenkaan siirrä momenttia.

Pienin kantavan väliseinän paksuus on 200 mm, joten yhden elementin pienimmäksi suuruudeksi arinatason malliin valittiin 200 mm. Ylempien kerroksen ontelolaatat ovat mallinnettu suuremmalla 1000 mm elementtiverkolla laskentaa nopeuttamiseksi. Kuitenkin arinarakenteet sekä sen alapuoliset betonikuilut ja yläpuoliset kuorilaatat mallinnettiin pienellä 200 mm elementtiverkolla. Kuvassa 5-5 on esitetty kuva rakennemallista ja sen elementtiverkosta ilman laituritason rakenteita.



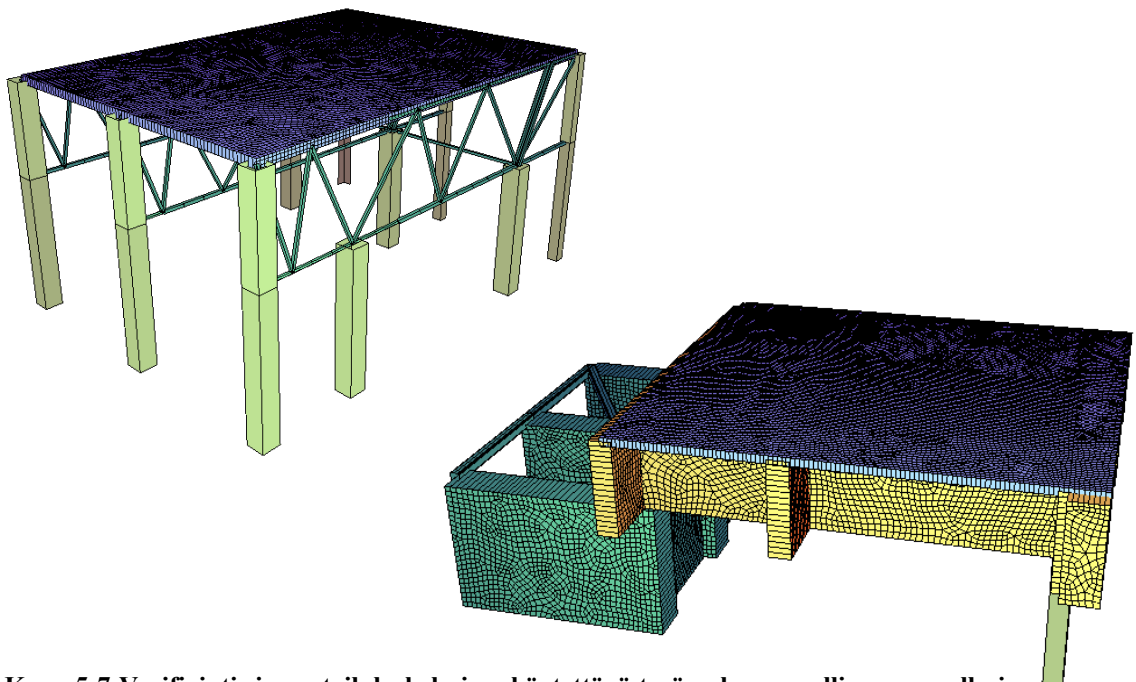
Kuva 5-5 Rakennemalli ja elementtiverkko ilman laituritasoa kuvattuna lännestä.

Laituritason rakennemalli on mallinnettu vastaavan suuruisilla elementtiverkoilla kuin malli ilman laituritasoa. Lisäksi laituritason rakenteet ovat mallinnettu 200 mm elementtiverkolla. Kuvassa 5-6 on esitetty kuva rakennemallista, jossa on laituritason rakenteet mukana. Kuvassa näkyy myös rakenteen elementtiverkko. Poistettavien pilareiden tarkempi ympäristö on esitetty myöhemmin kuvassa 5-11.



Kuva 5-6 Rakennemalli ja elementtiverkko lännestä, kun laituritaso on mukana.

Yksinkertaiset rakennemallit ovat luotu toimistorakenteen arinoiden osista. Toinen rakenteista on täysin teräksinen ristikkoarina ja toinen on betoniarina. Molempien arinoiden päällä on kuorilaatat. Elementtiverkon tiheys betoniarinoissa sekä kuorilaatoissa on rakennemalleissa 150 mm. Molemmat yksinkertaiset rakennemallit ja niiden elementtiverkot ovat esitetty kuvassa 5-7.



Kuva 5-7 Verifiointi- ja vertailulaskelmissa käytettävä teräsrakennemalli vasemmalla ja betoninen rakennemalli oikealla.

5.2.3 Laskennassa tehtävät analyysit

Tässä tapaustutkimuksessa tehdään seuraavat analyysit:

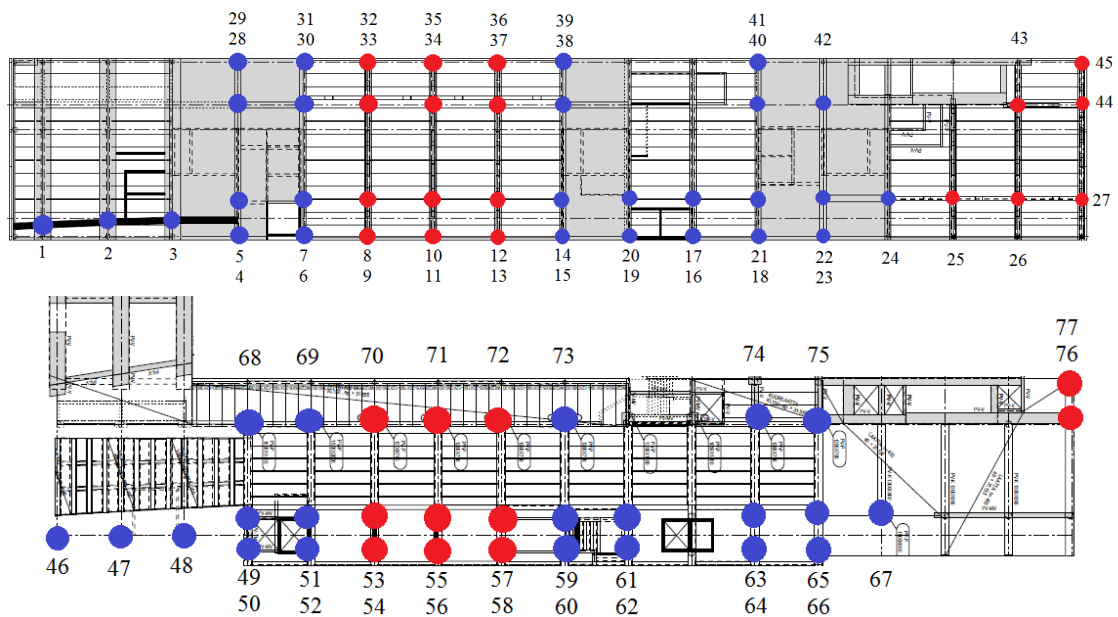
- staattiset analyysit lineaarisella materiaalmallilla toimistorakenteelle,
- dynaamiset analyysit lineaarisella materiaalmallilla toimistorakenteelle,
- verifiointi- ja vertailulaskennat yksinkertaisilla rakennemalleilla ja
- käsinlaskelmat.

Analyysit suoritetaan SOFiSTiK-ohjelmistolla, joka mahdollistaa aikahistoria-analyysien suorittamisen. Aikahistoria analyysit suoritetaan suoralla aikaintegroinnilla. Staattiset analyysit toimistorakenteelle lasketaan ensimmäisenä. Ensimmäisessä lineaarisessa staattisessa analyysissä lasketaan arinatasen sekä laituritason pilareille tukireaktiot. Seuraavissa lineaarisissa staattisissa analyysissä pilari poistetaan staattisesti ja määritetään rakenteen siirtymät ja rakenteissa esiintyvät normaalivoimat. Dynaamisissa analyysissä pilarit poistetaan reaaliajassa. Pilarin poiston mallintamismenetelmä on tarkemmin selitetty seuraavassa alaluvussa 5.2.4. Lineaaristen dynaamisten ja staattisten analyysien tavoitteena on selvittää rakenteen siirtymä- ja voimareaktiot eri pilarinpoistotilanteissa. Vertailemalla dynaamisia ja staattisia vasteita määritetään tilanteille dynaamiset suurenuskertoimet.

Näiden analyysien jälkeen lasketaan yksinkertaisemmilla rakennemalleilla lineaariset dynaamiset analyysit. Analyysit suoritetaan vastaavalla tavalla, kuin toimistorakenteelle suoritettujen dynaamisten analyysien. Analyysin tavoitteena on verifioida suuremmalla rakennemallilla saadut tulokset. Verifiointiin lisäksi tehdään rakennemalleilla myös vertailulaskelmat, jossa pilarin tukireaktion suuruinen kuorma poistetaan erimallisella impulssikuormalla kuin verifiointilaskelmissa. Tämän tavoitteena on verrata kahden eri pilarin poiston mallintamistapojen eroja. Vertailulaskelmien pilarin poistamisen mallinnustapa selitetään tarkemmin alaluvussa 5.3.3.

Näiden analyysien lisäksi lasketaan käsin dynaamiset suurenuskertoimet teräs- ja betoniarinoille Yhdysvaltojen puolustusministeriön ja General Service Administrationin ohjeiden mukaan, jotta saadaan vertailuarvo dynaamisille suurenuskertoimille.

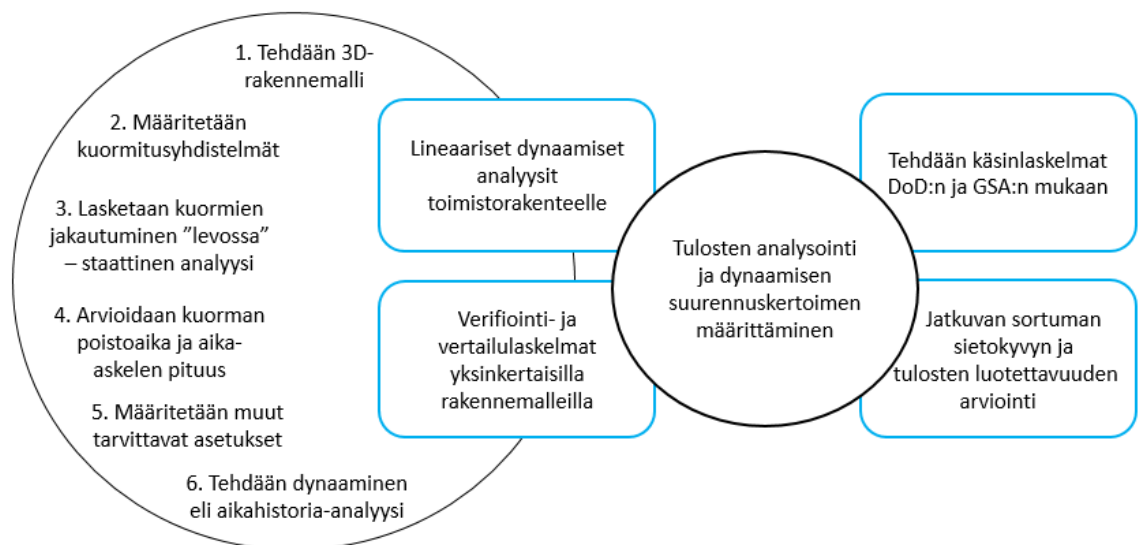
Dynaamiset analyysit tehdään osittain soveltaen Yhdysvaltojen puolustusministeriön sekä General Service Administrationin ohjeita. Pilareita poistetaan yksitellen arinatasolta kahdeksan kappaletta: neljä teräsarinoiden alta ja neljä betoniarinoiden alta. Laituritasolta poistetaan kuusi pilaria: neljä betoniarinoiden ja kaksi teräsarinoiden alta. Poistettavien pilareiden sijainnit on määritetty äsken mainittujen DoD:n ja GSA:n ohjeiden mukaan sekä pohtimalla, mitkä skenaariot ovat kriittisimpiä työn rajauksen sisällä. Pilareita poistetaan sekä rakenteen keskialueelta että reuna-alueilta. Seuraavalla sivulla kuvassa 5-8 on esitetty kaikki arina- ja laituritason pilarit sekä näiden tasojen kattopiirustukset. Kuvassa länsisuunta on sivun ylälaidassa. Betonisten arinoiden alla olevat pilarit ovat esitetty sinisellä värillä ja teräsarinoiden alla olevat pilarit punaisella.



Kuva 5-8 Arinataso on numeroituna ylemmässä kuvassa ja laituritaso alemmassa.

Poistettavat pilarit arinatasolta ovat: pilari 34, pilari 32, pilari 12, pilari 26, pilari 2, pilari 28, pilari 18 ja pilari 24. Laituritasolta poistetaan taas kuusi pilaria: pilari 47, pilari 68, pilari 70, pilari 65, pilari 57 ja pilari 61. Poistettavaksi pilareiksi valittiin pilarit joissa esiintyi suurimpia pystykuormia sijaintiinsa nähden sekä muutama kevyemmin kuormitettu pilari. Pilarit 24 ja 26 valittiin tarkasteluun, sillä niiden yllä olevat arinapalkin päät ovat ulokkeena ja pilareiden poistamiset pidentäisivät ulokkeita huomattavasti. Vaikka analyyseissa poistetaan useampikin pilari, tässä diplomityössä analysoidaan tarkemmin seuraavia pilareita: pilari 70, pilari 6 ja pilari 26.

Tutkimuksessa mukaillaan Marjanishvilin (2004, s. 83) sekä GSA:n ja DoD:n ohjeita analyysien suorittamiseen. Kaaviossa 5-1 esitetään tapaustutkimuksen kulku tässä diplomityössä.



Kaavio 5-1 Tapaustutkimuksen kulku.

5.2.4 Kuormitusyhdistelmä ja pilarin poistamisen mallintaminen

Alaluvussa kerrotaan käytetyt kuormitusyhdistelmät ja kuormitukset, pilarin poistamiseen käytettävät ajat sekä käytetyn aika-askeleen pituus. Laskennassa käytetään standardin SFS-EN 1990 liitteen A1 mukaista onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmää 6.11a/b. Kuormitusyhdistelmiä on kaksi riippuen siitä, mikä kuorma on pääasiallinen kuorma. Molemmat kuormitusyhdistelmät tulee tarkastaa. Kuormitusyhdistelmä voidaan esittää seuraavassa muodossa, kun pääasiallinen kuorma on muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma (*kaava 5-1*)

$$G_{k,i,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}} + P + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} Q_{k,i} \psi_{2,i} \quad (5-1)$$

Toimistorakennuksille kerroin $\psi_{2,1} = 0,3$. Muut kertoimet ovat lumikuormalle $\psi_{2,i} = 0,2$ sekä jää- ja tuulikuormalle $\psi_{2,i} = 0$.

Kun pääasiallinen kuorma on jää-, lumi- tai tuulikuorma, on kuormitusyhdistelmä seuraava (*kaava 5-2*)

$$G_{k,i,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} Q_{k,i} \psi_{2,i} \quad (5-2)$$

Tapauksessa kertoimet ovat lumikuormalle $\psi_{1,1} = 0,4$, jääkuormalle $\psi_{1,1} = 0,3$, tuulikuormalle $\psi_{1,1} = 0,2$, hyötykuormalle toimistorakennuksessa $\psi_{2,i} = 0,3$ sekä jää- ja tuulikuormalle $\psi_{2,i} = 0$.

Tapauksessa ei esiinny määräävää onnettomuus kuormaa A_d tai jääkuormaa. Näin saadaan tarkasteltaviksi kuormitusyhdistelmiksi seuraavat tapaukset (*kaava 5-3,4,5*)

$$G + P + 0,3 Q_{\text{hyöty}} + 0,2 Q_{\text{lumi}} \quad (5-3)$$

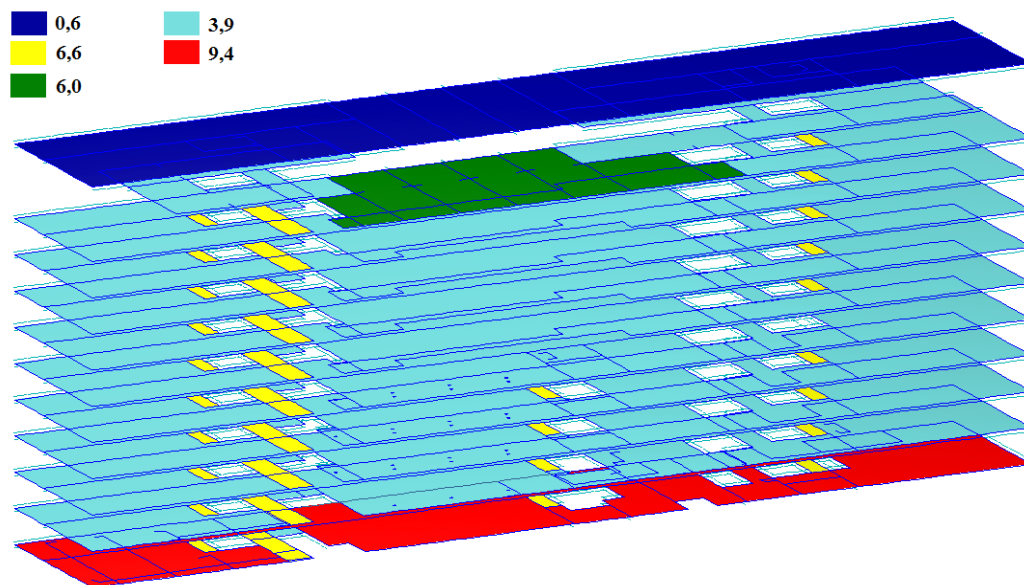
$$G + P + 0,4 Q_{\text{lumi}} + 0,3 Q_{\text{hyöty}} \quad (5-4)$$

$$G + P + 0,2 Q_{\text{tuuli}} + 0,3 Q_{\text{hyöty}} + 0,2 Q_{\text{lumi}} \quad (5-5)$$

Kun määräävänä kuormana on tuulikuorma, huomioidaan neljä eri kuormitusyhdistelmää tuulen kaikkiin suuntiin. Tämän lisäksi huomioidaan pysyvän ja muuttuvan kuorman lisävaakavoimat samoissa suunnissa. Tarkasteltavia kuormitusyhdistelmiä tulee näin 12 kappaletta. Tarkasteluissa valitaan yhdistelmistä pystykuormiltaan kuormittavin. Tämä johtuu siitä, että dynaamisen siirtymävasteen oletetaan riippuvan eniten kuorman suuruudesta, kuten alaluvussa 3.2.1 on mainittu. Suurimmat pystykuormat aiheuttaa seuraava kuormitusyhdistelmä (*kaava 5-4*), jossa lumikuorma on määräävänä kuormana.

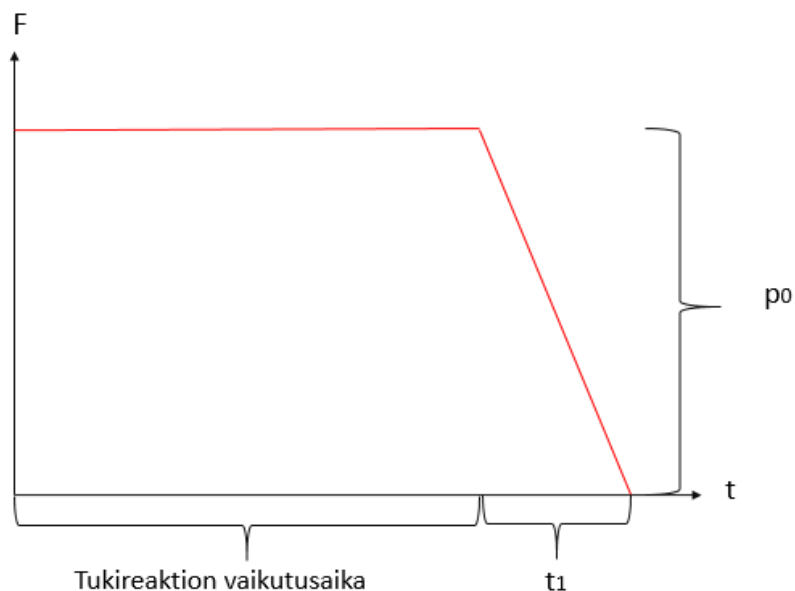
$$G + P + 0,4 Q_{\text{lumi}} + 0,3 Q_{\text{hyöty}} \quad (5-4)$$

Tätä kuormitusyhdistelmää käytetään kaikissa analyyseissä laskennassa. Hyötykuormien suuruus yhdistelmässä riippuu kerroksesta ja kerrosalueista. Hyötykuormien suuruudet ilman yhdistelykertoimia alueittain on esitetty seuraavalla sivulla kuvassa 5-9.



Kuva 5-9 Hyötykuormien suuruudet laskennassa kN/m².

Dynaamisissa analyyseissa pilarin äkillinen poistaminen on mallinnettu laskevalla kolmiomallisena impulssikuormana. Rakenteeseen vaikuttaa ensin 4,2 sekunnin ajan poistettavan pilarin tukireaktion suuruinen pystykuorma ylöspäin, kunnes rakenne saavuttaa tukireaktion vaikutuksen alaisena saman tilan (siirtymä ja voimasuureet) kuin staattisessa mallissa, jossa on pilari. Tämän jälkeen pienennetään tukireaktion suuruutta lineaarisesti lyhyessä ajassa t_1 , kunnes tukireaktion kuorma saavuttaa arvon nolla. Pilarin poistaminen mallinnetaan luvussa 3.2.3 esitetyllä impulssikuormituksella kuvan 5-10 mukaisesti, jossa p_0 on pilarissa esiintyvä tukireaktio.



Kuva 5-10 Dynaamisissa analyyseissa käytettävä kuormitus.

Laskennassa käytettävät tukireaktiot p_0 kolmelle työssä tarkasteltavalle pilarille ovat esitetty taulukossa 5-1. Muiden pilareiden tukireaktiot ovat esitetty liitteessä 5.

Taulukko 5-1 Poistettavat pilarit ja niiden tukireaktiot.

| Pilari | Arina | Taso / Analyysi | Tukireaktion suuruus (p_0) | |
|--------|--------|-----------------|--------------------------------|----|
| p6 | Betoni | Arinataso | 4618,1 | kN |
| p26 | Teräs | Arinataso | 5562,1 | kN |
| p70 | Teräs | Laituritaso | 7983,4 | kN |

5.2.5 Ominaistaajuudet ja muut asetukset

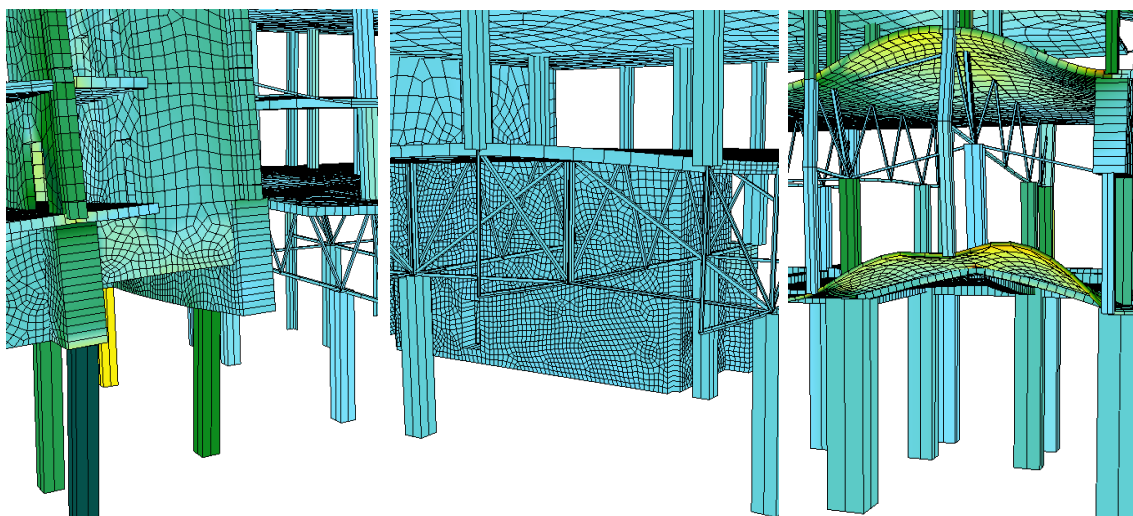
Tässä alaluvussa määritetään pystysuuntaiset ominaistaajuudet poistettavien pilareiden yläpuolelta, kuorman poistamiseen käytettävät ajat, laskennassa käytettävä aika-askel ja rakenteessa esiintyvän vaimennuksen suuruus. Lisäksi kolmelle tarkasteltavalle pilarille esitetään pilarin ympäristössä hallitsevat ominaistaajuudet.

Ominaistaajuudet pilareiden yllä sekä niiden ympäristössä ovat laskettu täysin ilman vaimennusta rakenteelle, josta pilari on poistettu. Massamatriisi sisältää omanpainon lisäksi myös kaikki muut massat laskennassa käytettävästä kuormitusyhdistelmästä (*kaava 5-4*). Poistettujen pilareiden yläpuoliset matalimmat pystysuuntaiset ominaistaajuudet kolmelle tarkasteltavalle pilarille on esitetty taulukossa 5-2. Muille pilareille ominaistaajuudet on esitetty liitteessä 5.

Taulukko 5-2 Pystysuuntaiset ominaistaajuudet pilarin ympäristössä sen poistamisen jälkeen.

| Poistettava pilari | Matalin pystysuuntainen ominaistaajuus f (Hz) | Muita hallitsevia ominaistaajuuksia poistettavan pilarin ympäristössä f (Hz) | | |
|--------------------|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|------|------|
| p6 | 0,86 | 0,96 | 3,12 | 3,33 |
| p26 | 4,45 | 2,94 | 3,32 | 3,93 |
| p70 | 3,21 | 0,79 | 2,23 | 2,59 |

Kuvassa 5-11 on esitetty tarkasteltavien pilareiden matalimmat pystysuuntaiset ominaistaajuudet ja poistetun pilarin ympäristö.



Kuva 5-11 Poistettujen pilareiden yläpuoliset matalimmat pystysuuntaiset ominaistaajuudet kuvassa vasemmalta katsottuna pilarit järjestyksessä p6, p26 ja p70.

Kuorman poistoon käytettävä aika valitaan Yhdysvaltain puolustusministeriön ja General Service Administrationin ohjeista, joiden mukaan pilari tulee poistaa korkeintaan kymmenesosassa poistetun rakenteen yläpuolisen alueen rakenteiden pystyreaktion ominaisheilahdusaajan kestosta. Pystyreaktion ominaistajuuksista valitaan matalin. Kun ominaisheilahdusaika on rakenteelle laskettu, valitaan pilarin poistoajaksi pienempi aika kuin ominaisheilahdusaika $\times 0,1$. Taulukossa 5-3 on esitetty tarkasteltavien pilareiden rakenteiden matalimmat pystysuuntaiset ominaistajuuudet, heilahdusajat ja niitä vastaavat pilarin poistoajat joita käytetään eri analyyseissa. Muille pilareille määritetyt poistoajat on esitetty liitteessä 5.

Taulukko 5-3 Määritetyt pilarin poistoajat eri tapauksille.

| Poistettava pilari | Ominaistajuus f (Hz) | Ominaisheilahdusaika T (s) | $T/10$ (s) | Pilarin poisto aika (s) |
|--------------------|------------------------|------------------------------|------------|-------------------------|
| p6 | 0,86 | 1,1628 | 0,11628 | 0,050 |
| p26 | 4,45 | 0,2247 | 0,02247 | 0,020 |
| p70 | 3,21 | 0,3115 | 0,03115 | 0,030 |

Rakenteen pienin $T/10$ suhde on pilarille 0,02222s ja pienin ominaisheilahdusaika on 0,2222s, mitkä löytyvät liitteestä 5. Täten laskentaan valitaan käytettäväksi aika-askeleeksi 0,01s. Lisäksi dynaamista analyysia jatketaan vähintään niin pitkään, kunnes saavutetaan maksimisiirtymä- ja voimareaktiot.

Kuten alaluvussa 3.2.1 on jo mainittu, vaimennusta ei yleensä oteta huomioon maksimisiirtymävastetta määritettäessä. Tästä huolimatta dynaamisessa analyysissä käytetään pilarin poistamisen jälkeen vaimennuskertoimen arvoa $\xi = 1 \%$, jolloin saadaan yläraja-arvo dynaamiselle suurennuskertoimelle. Arvio on hieman konservatiivinen, mutta varmallalla puolella. Pilarin poistamisen ajan rakenteelle on asetettu vaimennuskertoimeksi 0 %.

5.3 Tapaustutkimuksen tulokset

5.3.1 FEM-laskelmat toimistorakenteelle

Tässä alaluvussa käydään läpi toimistorakenteelle suoritetuista lineaarisista staattisista ja dynaamisista analyyseistä saadut tulokset. Analyyseissa tarkasteltiin rakenteen siirtymiä sekä voimasuureita pilareita poistettaessa. Näiden avulla määritettiin dynaamiset suurennuskertoimet sekä voima- että siirtymäsuureiden avulla. Ensin esitetään siirtymän mukaan määritetyt kertoimet ja tulokset, joiden jälkeen esitetään voimasuureet rakenteissa ja niiden mukaan määritetyt kertoimet. Taulukossa 5-4 esitetään rakenteen siirtymät sekä staattisissa että dynaamisissa analyyseissa ja niiden avulla määritetyt dynaamiset suurennuskertoimet rakenteelle. Taulukossa 5-4 esiintyvät siirtymät ovat mitattu poistettavien pilareiden yläpuolelta. Dynaaminen suurennuskerroin saadaan dynaamisen analyysin maksimisiirtymäreaktion ja staattisen siirtymäreaktion suhteesta kaavan 5-6 mukaan.

$$DAF_1 = \frac{\Delta_{dy}}{\Delta_{st}} \quad (5-6)$$

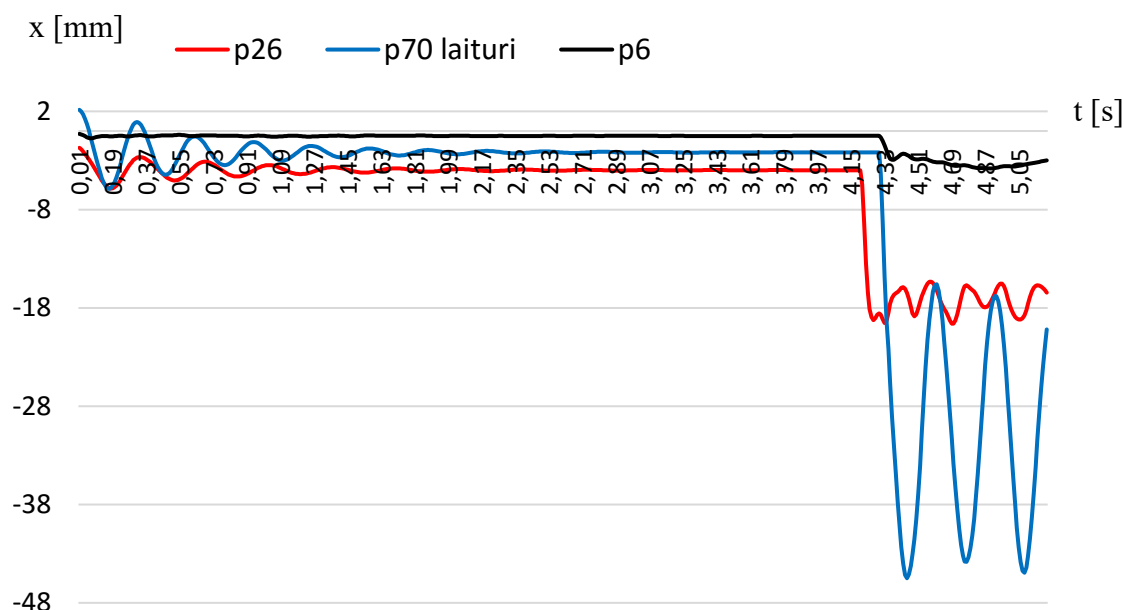
missä Δ_{dy} on maksimisiirtymä dynaamisessa analyysissä [m]
 Δ_{st} on siirtymä staattisessa analyysissä [m]

Taulukossa 5-4 esiintyvä kerroin DAF_1 on dynaaminen suurennuskerroin rakenteelle, kun lineaarinen staattinen kuorma muutetaan lineaariseksi dynaamiseksi reaktioksi. Muille pilareille tulokset ja kertoimet ovat esitetty liitteessä 6.

Taulukko 5-4 Siirtymät poistettujen pilareiden kohdalta ja siirtymien avulla määritetyt dynaamiset suurennuskertoimet.

| Poistettava pilari | | Lineaarinen staattinen | | Lineaarinen dynaaminen | | DAF ₁ |
|--------------------|--------|------------------------|----|------------------------|----|------------------|
| Pilari | Arina | Siirtymä | | Siirtymä | | |
| p6 | Betoni | -3,097 | mm | -3,841 | mm | 1,2402 |
| p26 | Teräs | -17,185 | mm | -19,6 | mm | 1,1405 |
| p70 | Teräs | -30,326 | mm | -45,498 | mm | 1,5003 |

Kuvassa 5-12 on esitetty dynaamisissa analyysissä saadut siirtymät poistettujen pilarien yläpuolelta 5,2 sekunnin ajan. Kuvaajista nähdään, kuinka ensimmäisen 4,2 sekunnin ajan siihen on asetettu vaikuttamaan pilarin tukireaktion suuruinen pystykuorma. Tämän jälkeen kuorma poistetaan ja rakenne notkahtaa alemmas ja värähtelee.



Kuva 5-12 Siirtymät lineaarisissa dynaamisissa analyysissä poistettujen pilareiden yläpuolella.

Dynaamista suurennuskerrointa arvioitiin siirtymien lisäksi voimasuureiden perusteella. Taulukossa 5-5 esitetään rakenteissa esiintyvät voimasuureet sekä lineaarisissa staattisissa että dynaamisissa analyysissä ja niiden avulla määritetyt dynaamiset suurennuskertoimet rakenteelle. Taulukossa 5-5 esiintyvät voimasuureet ovat arinatason teräsarinoiden

alta poistettujen pilareiden osalta mitattu teräsarinoiden sauvoista. Sauvat sijaitsevat poistetun pilarin lähetyvillä. Muiden analyysien osalta voimat ovat mitattu poistettavien pilareiden viereisistä pilareista. Kerroin määritettiin vastaavalla tavalla kuin siirtymien perusteella määritetty kerroin. Siirtymien sijaan dynaaminen suurennuskerroin saadaan dynaamisen analyysin maksimi voimasuureen ja staattisen voimasuureen suhteesta kaavan 5-7 mukaan.

$$DAF_2 = \frac{P_{dy}}{P_{st}} \quad (5-7)$$

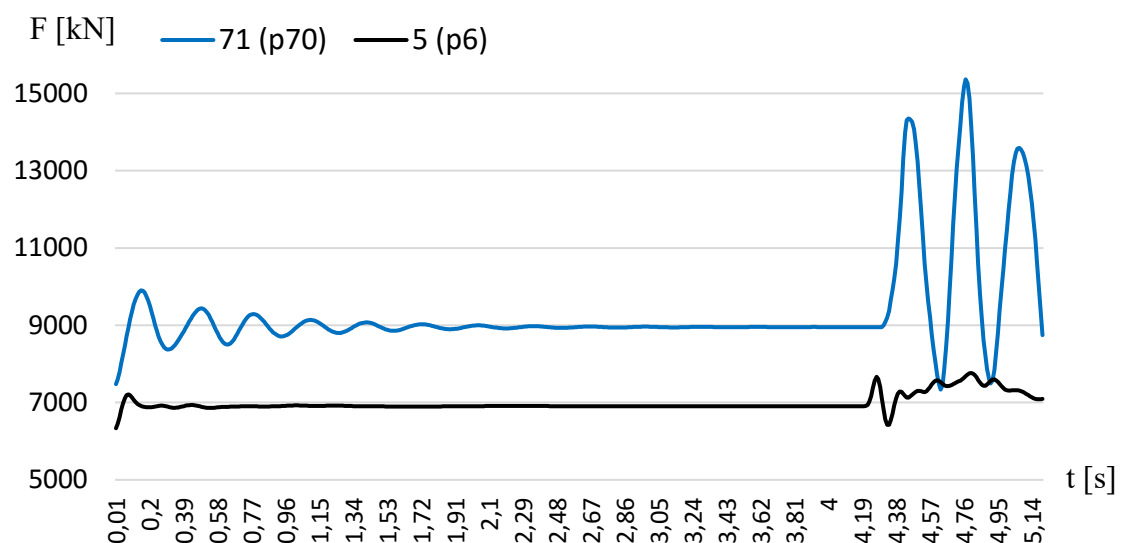
missä P_{dy} on maksimi voima rakenteessa dynaamisessa analyysissa [kN]
 P_{st} on rakenteeseen jäävä lopullinen voima [kN]

Taulukossa 5-5 esiintyvä kerroin DAF_2 on dynaaminen suurennuskerroin rakenteelle, kun lineaarinen staattinen kuorma muutetaan lineaariseksi dynaamiseksi reaktioksi.

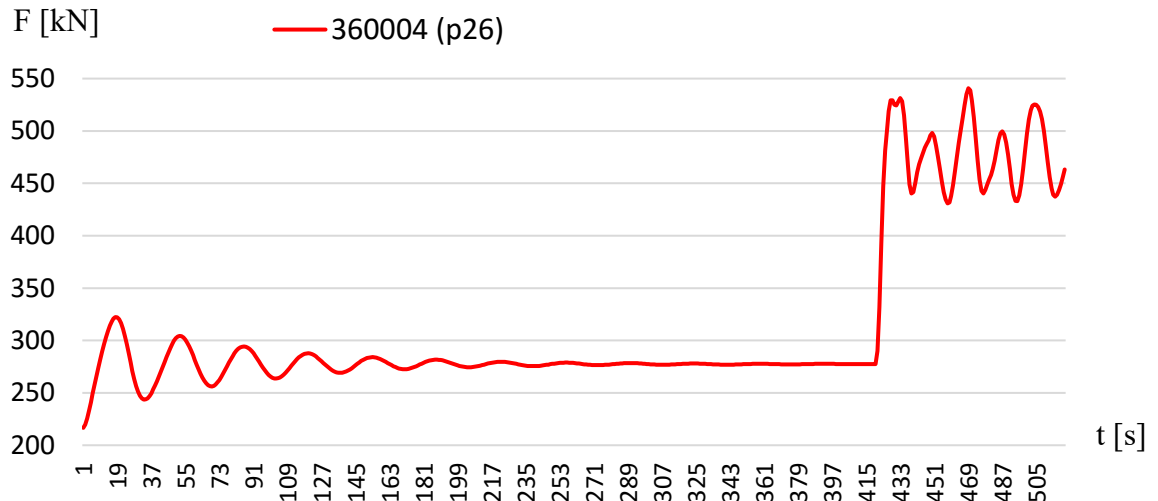
Taulukko 5-5 Voimasuureet poistettujen pilareiden arinarakenteissa ja voimasuureiden avulla määritetyt dynaamiset suurennuskertoimet.

| Poistettava pilari | | | Lineaarinen staattinen | | Lineaarinen dynaaminen | | DAF ₂ |
|--------------------|--------|--------------|------------------------|----|------------------------|----|------------------|
| Pilari | Arina | Sauva/pilari | Voima | | Voima | | |
| p6 | Betoni | 5 | 7227,2 | kN | 7764,9 | kN | 1,0744 |
| p26 | Teräs | 360004 | 476,8 | kN | 540,8 | kN | 1,1342 |
| p70 | Teräs | 71 | 11010,8 | kN | 15364 | kN | 1,3954 |

Kuvissa 5-13 ja 5-14 on esitetty kolmelle tarkasteltavalle tapaukselle voimasuureet eri rakenteissa analyysien aikana.



Kuva 5-13 Voimasuureet viereisissä pilareissa analyyseissä.



Kuva 5-14 Voima poistettavan pilarin p26 viereisessä teräsristikon osassa.

Kolmelle tarkasteltavalle pilarille saatiin taulukkojen 5-4 ja 5-5 mukaan dynaamiseksi suurennuskertoimiksi 1,2402, 1,140, 1,5003, 1,074, 1,1342 ja 1,3954. Siirtymien avulla mitatut kertoimet ovat tarkempia, sillä voimasuureet lasketaan siirtymätilasta. Tämä selittää, miksi voimasuureiden mukaan määritetty kerroin eroaa siirtymän mukaan lasketusta kertoimesta. Täten tuloksia analysoidessa ja johtopäätöksissä käytetään siirtymäreaktion mukaan määritettyjä dynaamisia suurennuskertoimia DAF_1 tässä työssä.

Kuten taulukosta 5-4 nähdään pilarin 6 ja 26 kertoimet eroavat toisistaan vain hieman, mutta pilarin 70 poisto tuotti selvästi suuremman kertoimen muihin pilareiden poistoihin verrattuna. Pilarin 70 poistaminen aiheutti myös muihinkin poistettuihin pilareihin nähden selvästi suuremman kertoimen, mikä on nähtävissä liitteessä 6. Pilarin 6 ja 26 dynaamiset suurennuskertoimet eroavat toisistaan vain kahdeksan prosenttia, kun pilarin 70 kerroin on huomattavasti suurempi. Eroihin saattaa vaikuttaa pilarin poistoajan suhde hallitsevaan ominaistajuuteen, pilarin ympäristössä muut hallitsevat ominaistajuudet tai pilarin ympäristön rakenteiden geometria.

Teoreettisesti, kun kaikki pilarit ovat poistettu samassa ajassa suhteessa poistettavan rakenteen yläpuolisten alueiden pystysuuntaiseen ominaistajuuteen, tulisi kertoimien lineaarisissa analyyseissä olla samat. Pilarit poistettiin pienemmässä ajassa kuin ominaisheilahdusaika $\times 0,1$ ja poistoaikojen keskinäiset suhteet eroavat hieman toisistaan. Nämä pienet muutokset kertoimissa voivat olla selitettävissä poistoaikojen suhteiden eroamisella. Muun muassa pilari 6 poistettiin pienemmässä ajassa kuin $T/20$, kun pilari 26 poistettiin pienemmässä ajassa kuin $T/10$. Tämä voi mahdollisesti selittää näiden pilareiden kertoimien väliset erot. Kuitenkin tämä ei selitä sitä, miksi muun muassa pilari 70 eroaa muista tuloksista niin merkittävästi.

Pilarin 70 poikkeava suurennuskerroin saattaa myös johtua muista pilarin ympäristössä olevista ominaistajuuksista tai rakenteen geometriasta. Pilarin 70 yläpuolinen matalin

pystysuuntainen ominaistajuus eroaa huomasti muista pilarin ympäristössä olevista taajuuksista. Nämä taajuudet on nähtävissä taulukossa 5-2. Jos rakenne värähtelee paljon alhaisemmalla ominaistajuudella, nousee rakenteen pilarin poistoajan ja ominaistajuuden suhde suuremmaksi. Tällöin kuvan 3-5 mukaisesti dynaaminen suurennuskerroin suurenee. Lisäksi pilarin 70 ympäristö on geometrian suhteen erilainen kuin muissa pila-reissa. Pilarin 70 ympärillä on suuremmat jännevälit sekä vähemmän jäykkiä kuiluraken-teita, mitkä saattavat vaikuttaa kertoimen suuruuteen.

Kun verrataan FEM-laskelmien kolmionmallisen impulssikuorman tuottamia dynaamisia suurennuskertoimia impulssikuormaan jolla on äärellinen nousuaika, ovat kertoimet hy-vin pieniä. Kuvan 3-7 mukaan kertoimen pitäisi olla 1,98 nousevalle impulssikuormalle, kun rakenne poistetaan ajassa $T/10$ eli $t_1/T=1/10$. Kuvan 3-5 mukaan suurimmat maksimi-vasteet laskevalle kolmionmalliselle impulssikuormalle saadaan suurilla t_1/T -suhteilla eikä pienemmillä t_1/T -suhteilla niin kuin työssä on mallinnettu. Näin ollen kun poistetaan pilari laskevalla kolmionmallisella impulssikuormalla, tulisi pilarin poistoajan olla mah-dollisesti suurempi suhteessa pystysuuntaiseen ominaistajuuteen kuin mitä laskennassa on käytetty.

Taulukoista 5-4 ja 5-5 sekä liitteestä 6 nähdään, että kantavalle arinapalkistolle saadaan dynaamiseksi suurennuskertoimeksi kaikkia arvoja 1,0586 ja 1,5003 väliltä. Kun vertail-laan arinoita materiaalien suhteen, saadaan betonisille arinoille dynaamiseksi suurennus-kertoimiksi 1,0586–1,2840 ja teräsristikkoarinoille 1,1405–1,5003. Näin keskiarvo beto-niarinoille on 1,1860 ja teräsarinoille 1,2429. Arinapalkiston betoniarinoille ja vastaavan-laisille betonisille rakenteille voidaan käytetyllä mallinnustavalla ehdottaa käytettävän dynaamista suurennuskerrointa 1,3, kun muunnetaan lineaariset staattiset vaikutukset li-neaariseksi dynaamiseksi vaikutuksiksi. Teräsarinoille saatiin vastaavanlaisesti dynaa-miseksi suurennuskertoimeksi arvoa 1,5.

5.3.2 Käsinlaskelmat

Käsinlaskelmissa lasketaan dynaamiset suurennuskertoimet rakenteille DoD:n (2009) ja GSA:n (2013) ohjeiden mukaisesti teräs- sekä betoniarinoille. Kertoimet lasketaan yh-delle betonipalkille ja yhdelle teräsarinalle. Laskelmissa käytettävät dynaamisten suuren-nuskertoimen kaavat ovat kaava 4-6 ja kaava 4-7. Kiertymien laskennassa käytetään kaa-vaa 4-8 ja taulukkoa 4-2. Kiertymien raja-arvot molemmille materiaaleille löytyvät liit-teestä 1. Laskennassa käytetyt jäyhyysmomentit teräsarinan eri osille on laskettu aikai-semmin ja syötetty rakennemalliin etukäteen. Tähän työhön jäyhyysmomentit otettiin tästä rakennemallista.

Teräsarinoiden dynaamisten suurennuskertoimien laskennassa otettiin huomioon kaikki arinaan liittyvät teräsosat. Kertoimet ovat laskettu siten, että esitetyt arvot ovat hieman konservatiivisia. Laskentavaiheessa ei tiedetty vielä tarkkaa teräsarinan liittostyyppiä, jo-ten sallituksi kiertymän arvoksi valittiin arvo, jolla saadaan konservatiivisin tulos. Las-kennassa kuitenkin otettiin huomioon, että liitokset ovat nivellellisiä. Liitoksen pulttien välisen etäisyyden arvioitiin olevan $0,7d$, jossa d on profiilin halkaisija. Teräsarinoiden

dynaamisen suurennuskertoimen tarkempi laskentaprosessi on esitetty liitteessä 2 ja betoniarinoiden liitteessä 3. Seuraavassa taulukossa (*taulukko 5-6*) esitetään teräs- ja betoniarinoille lasketut dynaamiset suurennuskertoimet, joilla muunnetaan epälineaarinen staattinen reaktio epälineaariseksi dynaamiseksi reaktioksi.

Taulukko 5-6 Dynaamiset suurennuskertoimet laskettu DoD:n ja GSA:n ohjeiden mukaan.

| Arinamateriaali | Rakenneos | DAF |
|-----------------|---------------------|-------|
| Teräs | Ala- ja yläpaarteet | 1,288 |
| Teräs | Pystysauva | 1,158 |
| Teräs | Diagonaali | 1,14 |
| Betoni | Palkki | 1,045 |

Eri rakenneosille lasketuista dynaamisista suurennuskertoimista valitaan jokaiselle materiaalille suurin. Tällöin tapaustutkimuksen teräsrakenteille saadaan DoD:n ja GSA:n ohjeiden mukaan teräsarinoiden dynaamiseksi suurennuskertoimeksi 1,288 ja betoniselle arinalle 1,045. Näin ollen käsinlaskelmien perusteella voitaisiin suositella teräsrakenteelle kertoimeksi 1,3 ja betoniselle 1,1.

Molemmille rakennetyypeille saatiin huomattavasti alhaisemmat dynaamiset suurennuskertoimet kuin 2,0, joka on lineaarisen teorian ja nousevan kuorman antama tyypillinen arvo. Lasketut dynaamiset suurennuskertoimet teräkselle ovat myös huomattavasti alhaisemmat kuin aikaisemmissa tutkimuksissa saadut tulokset, joissa arvot vaihtelevat välillä 1,15–1,85 (Stevens ym. 2011, 877). Betoniarinan dynaaminen suurennuskerroin on taas hyvin lähellä muissa tutkimuksissa saatuja tuloksia, mutta alhaisemmassa päässä.

Vaikka DoD:n ja GSA:n ohjeiden mukaan lasketut kertoimet eivät ole verrattavissa FEM-laskelmien kertoiimiin, käsinlaskelmat kuitenkin osoittavat, kuinka dynaamista suurennuskerrointa on vaikea arvioida ilman dynaamista analyysiä. Vaikka rakenteen sitkeyden mukaan määritetty dynaaminen suurennuskerroin kuvaisikin joissain tapauksissa rakenteen oikeaa toimintaa, voi kerroin silti jäädä toisissa tapauksissa liian alhaiseksi ja toisissa tapauksissa liian suuriksi. Varsinkin kun dynaamisen suurennuskertoimeen vaikuttaa muitakin elementtejä, kuten pilarissa oleva kuormitus (Clough ja Penzien 1993, 82–83) ja epälineaarisen reaktion laatu (Izzudin ym. 2008, s. 1313). Lisäksi tässä tutkimuksessa huomattiin myös, että koko rakennuksen geometria, muut hallitsevat ominaistajuuudet pilarin ympäristössä ja kuorman mallinnustapa (ks. seuraava luku) vaikuttavat dynaamiseen suurennuskertoimeen suuresti ja kuorman suuruus tai rakenteen sitkeys ei yksiselitteisesti vaikuta dynaamisen suurennuskertoimen suuruuteen.

5.3.3 Tulosten verifiointi ja vertailulaskelmat

Tässä alaluvussa suoritetaan lineaarinen staattinen tarkistuslaskelma ja yksinkertaisilla rakennemalleilla lineaariset dynaamiset tarkistuslaskelmat, jolla varmistetaan toimistorakenteen lineaaristen dynaamisten analyysien tulokset. Lisäksi dynaamisissa laskelmissa vertaillaan kolmionmallisen impulssikuorman aiheuttamaa maksimivastetta nousevan impulssikuorman maksimivasteeseen.

Staattisessa tarkistuslaskelmassa onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmä kerrotaan määritetyllä dynaamisella suurennuskertoimella yhdelle pilarin poisto -tapaukselle. Laskelmalla varmistetaan, että dynaamisella suurennuskertoimella staattisessa laskennassa saadaan samat arvot siirtymille kuin dynaamisessa laskennassa. Laskennat tarkistetaan siirtymille, sillä dynaamiset suurennuskertoimet on määritetty siirtymien avulla. Tarkistuslaskelmat suoritetaan rakennemallilla, jossa on mukana laituritason rakenteet. Elementtiverkko on pidetty vastaavanlaisena kuin toimistorakennuksen dynaamisissa analyyseissa, mutta pieniä eroja saattaa olla. Analyysissa poistetaan staattisesti pilari 70 laituritasolta.

Dynaamiset tarkistuslaskennat suoritetaan kahdelle eri rakenteelle, jotka esitettiin jo aikaisemmin alaluvussa 5.2.2. Toinen rakenteista on betoninen ja toinen teräksinen. Näiden laskelmien avulla varmistetaan, että dynaamiset suurennuskertoimet ovat samassa suuruusluokassa kuin suurella mallilla lasketut kertoimet ja laskelmissa käytetään pienempää aika-askelta 0,005s sekä tiheämpää elementtiverkkoa. Toisin sanoen malli on tarkempi. Verifiointilaskelmissa määritetään pilarin tukireaktion poistoaika sekä muut laskentaparametrit vastaavalla tavalla kuin toimistorakenteellekin.

Vertailulaskelmissa käytetään samoja rakennemalleja sekä laskentaparametreja kuin verifiointilaskelmissa ja ainoastaan pilarin poiston mallinnustapa eroaa analyyseissa. Vertailulaskelmissa mallinnetaan pilarin poisto nousevana impulssikuormana. Rakenteeseen ei hetkellä $t=0$ vaikuta lainkaan pilarin tukireaktion suuruista kuormaa. Tämän jälkeen kuormaa nostetaan lineaarisesti ajassa $T/10$ lopulliseen suuruuteensa ja tukireaktion annetaan vaikuttaa kahden sekunnin ajan. Tässä analyysissä verrataan maksimi dynaamista siirtymää lopulliseen siirtymään, kun tukireaktio on vaikuttanut kahden sekunnin ajan ja rakenne on vaimentunut.

Tulosten verifiointi aloitetaan staattisella laskennalla. Taulukossa 5-7 on esitetty rakenteen poistetun pilarin yläpuolelta siirtymä staattisessa tarkistuslaskelmassa sekä dynaamisessa analyysissa pilarille 70. Taulukosta nähdään, että tarkistuslaskennan ja dynaamisen analyysin siirtymät eroavat toisistaan vain 0,27 %, joka on selitettävissä pienillä elementtiverkon muutoksilla. Näin voidaan todeta, että dynaamisilla laskennoilla saadaan samat tulokset kuin staattisissa laskelmissa käyttämällä määritettyä dynaamista suurennuskerrointa.

Taulukko 5-7 Siirtymät tarkistuslaskennassa sekä dynaamisessa laskennassa pilarille 70.

| Tarkistettava tekijä | Tarkistuslaskenta | | Dynaaminen analyysi | |
|----------------------|-------------------|----|---------------------|----|
| Siirtymä alaspäin | -45,623 | mm | -45,498 | mm |

Dynaamisissa verifiointi- sekä vertailulaskennoissa saatiin taulukon 5-8 mukaiset tulokset. Taulukossa 5-8 on esitetty analyyseissa esiintyvät maksimisiirtymät dynaamisissa analyyseissa, staattiset siirtymät, rakenteiden dynaamiset suurennuskertoimet ja pystysuuntaiset ominaistajuudet laskennassa. Taulukkoon on merkitty myös suoritettava laskenta sekä kuorman poiston mallintamistapa.

Taulukko 5-8 Siirtymät eri analyyseissa, niiden avulla määritetty dynaaminen suurennuskerroin ja rakenteiden pystysuuntaiset ominaistajuuudet pilarin poistamisen jälkeen.

| Tehtävä analyysi | | Suoritet- tava las- kenta | Lineaarinen staattinen | | Lineaarinen dynaaminen | | DAF | Ominais- taajuus (Hz) |
|----------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------------|----|---------------------------|----|--------|-----------------------------|
| Mallinta- mistapa | Raken- nemalli | | Siirtymä | | Siirtymä | | | |
| Kolmio | Betoni | Verifiointi | -1,592 | mm | -1,962 | mm | 1,2324 | 11,75 |
| Nouseva kuorma | Betoni | Vertailu | -0,868 | mm | -1,08 | mm | 1,2442 | 11,75 |
| Kolmio | Teräs | Verifiointi | -0,116 | mm | -0,169 | mm | 1,4567 | 10,05 |
| Nouseva kuorma | Teräs | Vertailu | -0,091 | mm | -0,14 | mm | 1,5385 | 10,05 |

Taulukosta 5-8 nähdään, että verifiointilaskelmissa teräksiselle rakenteelle saatiin dynaamisen suurennuskertoimen arvoksi 1,4567 ja betoniselle arinalle 1,2473. Kun vertaillaan näitä tuloksia toimistorakenteen dynaamisiin suurennuskertoimiin, saadaan kertoimiksi samassa suuruusluokassa olevia lukuja. Teräsarinan alta poistettava pilari on poistettu vastaavasta kohtaa kuin toimistorakenteen pilari 70. Toimistorakenteen pilarin 70 poistosta saatiin dynaamiseksi suurennuskertoimeksi 1,5003, joka on vain hieman suurempi kuin verifiointilaskelmissa saatu kerroin. Myös betonisen arinan alta poistettu kerroin on samassa suuruusluokassa kuin toimistorakenteen kertoimet. Betonisen arinan alta poistettu pilari vastaa sijainniltaan pilarin 2 sijaintia. Pilarille 2 saatiin dynaamiseksi suurennuskertoimeksi 1,2111, joka on hyvin lähellä verifiointilaskelmissa saatua kerrointa. Lisäksi kerroin on myös hyvin lähellä pilarin 6 sekä muiden toimistorakenteen analyyseissa saatuja dynaamisia suurennuskertoimia. Staattisten ja dynaamisten tarkistuslaskelmien perusteella voidaan todeta, että dynaamiset suurennuskertoimet toimistorakenteen analyyseissa ovat samassa suuruusluokassa kuin verifiointilaskelmissa.

Lisäksi taulukosta 5-8 nähdään myös nousevalla kuormalla mallinnetun pilarin poiston tulokset samoille rakenteille. Nämä on merkitty taulukkoon vertailulaskelmiksi. Tulokista korostuu, että nousevalla impulssikuormalla saadaan suuremmat dynaamiset suurennuskertoimet kuin kolmionmallisella impulssikuormalla. Nousevalla impulssikuormalla dynaamiset suurennuskertoimet ovat 1,0–5,6 % suuremmat kuin kolmionmallisella impulssikuormalla. Kun verrataan kertoimia kuvan 3-7 mukaisiin teoreettisiin arvoihin, ovat kertoimet erittäin pieniä. Tulosten perusteella voidaan kuitenkin päätellä, että pilarin poistaminen kannattaa mallintaa impulssikuormalla jolla on äärellinen nousuaika, sillä kyseinen mallinnustapa antaa konservatiivisempia tuloksia.

5.3.4 Jatkuvan sortuman sietokyvyn arviointi

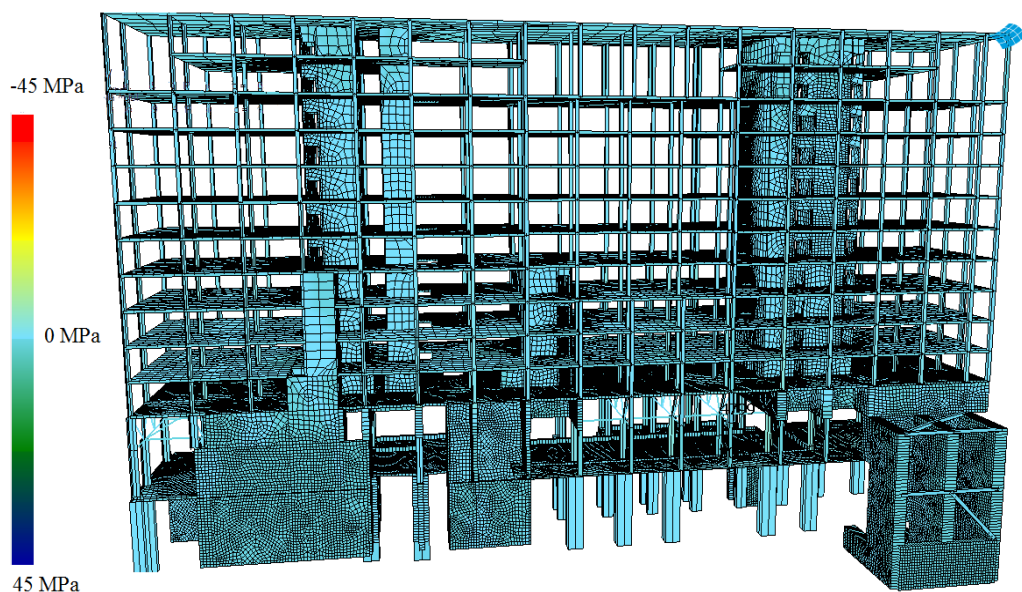
Tässä alaluvussa arvioidaan toimistorakenteen kantavan arinapalkiston kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa. Jatkuvan sortuman sietokykyä arvioidaan dynaamisten FEM-analyyseiden tulosten perusteella. Tämän lisäksi suoritetaan lineaarinen staattinen analyysi mal-

lille, josta on poistettuna pilari 70 ja käytetään dynaamista suurennuskerrointa 1,5. Jatkuvan sortuman sietokykyä arvioidaan analyyseissa esiintyvien siirtymien, jännityksien ja voimasuureiden avulla.

Liitteestä 6 ja 7 nähdään maksimisiirtymät rakenteissa sekä millä välillä rakenne heilahtelee, kun pilari poistetaan alta. Maksimisiirtymät dynaamisissa tarkasteluissa vaihtelevat -3,841 mm ja -45,498 mm välillä ja esiintyvät lähes poikkeuksetta värähtelyn ensimmäisen heilahdusjakson aikana. Suurin taipuma esiintyy, kun poistetaan pilari 70 laituritasolta. Tällöin taipuma alaspäin on dynaamisessa tarkastelussa maksimissaan noin 45,5 mm ja lopullinen taipuma on noin 30 mm. Toiseksi suurin siirtymä on dynaamisissa tarkasteluissa pilarilla 26, jonka maksimisiirtymä -19,6 mm on alle puolet vähemmän kuin pilarilla 70.

Eurokoodin ja kansallisen liitteen mukaan kantavan rakenteen poistamisen seurauksena saa kerroksesta vaurioitua lattiapinnan pinta-alasta 15 % tai enintään 100m². Siirtymät pilarien alla ovat sen verran pieniä, joten jatkuvan sortuman estämisen kannalta voidaan todeta, että muodonmuutosten osalta rakenteella on erittäin hyvä kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa ja rakenne täyttää eurokoodin asettamat ehdot.

Seuraavaksi tarkastellaan rakenteessa esiintyviä jännityksiä, kun pilari 70 on poistettu. Kuvassa 5-15 on esitetty rakenteessa esiintyvät jännitykset, kun käytetään dynaamista suurennuskerrointa 1,5. Kuvasta 5-15 nähdään, että jännitykset pysyvät rakenteessa hyvin pieninä ja liikkuvat 0 MPa:n molemmiin puolin. Rakenteen betoniosien pienin suunnittelulujuus on onnettomuustilanteessa noin 24 MPa ja teräsosilla 355 MPa. Jännitykset pysyvät rakenteessa pienempinä kuin suunnittelulujuudet. Näin voidaan todeta, että jännitykset pysyvät onnettomuustilanteessa sallituissa rajoissa ja rakenteella on hyvä kyky sietää jatkuvaa sortumaa jännitysten osalta.



Kuva 5-15 Jännitykset rakenteessa, kun pilari 70 on poistettu.

Viimeiseksi tarkastellaan rakenteessa esiintyvät voimat. Liitteistä 6 ja 7 nähdään vastaavasti maksimi voimasuureet viereisissä rakenteissa ajansuhteen, kun kantava pilari on poistettu. Suurimmat voimasuureet siirtymien lailla esiintyvät aina värähtelyn ensimmäisen heilahdusjakson aikana. Maksimi voimasuureet kantavissa pystyrakenteissa arinatasolla ovat 3551,3 kN – 12586,3 kN ja laituritasolla 6293,6 kN – 19583,5 kN.

Liitteessä 4 on laskettu arinataso liittopilareiden ja laituritason betonipilareiden kestävyys. Liittopilareiden kestävyys on onnettomuustapauksessa $N_{Rd} = 20770,64$ kN ja betonipilareiden kestävyys liikkuvalla välillä $N_{Rd} = 39666,7$ kN ja $N_{Rd} = 74746,9$ kN. Täten pilareiden käyttöasteet onnettomuustilanteessa ovat arinatasolla suurimmillaan 53,6 % ja laituritasolla liikkuvalla välillä 15,8 % ja 49,4 % välillä. Pilareiden käyttöasteiden näkökulmasta voi jopa olla, että murtorajatilan mitoitus on niiden osalta mitoittavampi. Näin voidaan todeta, että kantavat pystyrakenteet pystyvät kantamaan uudelleen jakautuneet kuormat, kun pilareita poistetaan rakenteesta ja sortuma ei jatku muihin pystyrakenteisiin. Jatkuvan sortuman kannalta siis voidaan todeta, että muodonmuutosten, kantokyvyn ja jännitysten osalta rakenteella on erinomainen kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa.

5.4 Tutkimustulosten luotettavuuden arviointi

Eri tutkimustulosten luotettavuus voi vaihdella. Siten on tärkeää arvioida tutkimustulosten ja johtopäätösten luotettavuutta ja tekijöitä, jotka vaikuttavat saatuihin tuloksiin. Tuloksia ja johtopäätöksiä analysoidessa on huomioitava seuraavat tekijät, jotka vaikuttavat tuloksiin, niiden analysointiin ja tehtyihin johtopäätöksiin:

- FEM-laskelmat toimistorakenteelle ovat laskettu lineaarisella materiaalimallilla,
- pilarin poistaminen mallinnettiin kolmionmallisella laskevalla impulssikuormalla,
- kuormitusyhdistelmän epävarmuus ja
- tutkimus on suoritettu tapaustutkimuksena.

Kaikki FEM-laskelmat ja tarkastelut toimistorakenteelle ovat tapaustutkimuksessa suoritettu lineaarisella materiaalimallilla. Jos rakenne saavuttaa todellisuudessa epälineaarisen vaiheen, voivat rakenteen siirtymät ja voimasuureet erota lineaarisesti määritetyistä arvoista. Tästä seuraa, että tapaustutkimuksesta saadut tulokset eivät välttämättä ole riittävän konservatiiviset ja rakenteen luotettavuustaso on alhaisempi, sillä siirtymät voivat olla suurempia epälineaarisessa vaiheessa. Tällöin jatkuvan sortuman sietokyky saattaa olla kyseenalainen ja dynaamiset suurennuskertoimet voivat olla rakenteelle liian alhaiset.

Toimistorakenteen dynaamisissa laskelmissa pilarin poistaminen simuloitiin mallintamalla poistotapahtuma laskevalla kolmionmallisella impulssikuormalla. Laskeva kolmionmallinen impulssikuorma ottaa huomioon pelkästään pilarin poistumisen alta. Todellisuudessa pilari ei poistu sulavasti rakenteen alta, vaan saattaa aiheuttaa rakenteeseen alas-

päin suuntautuvan vetovoiman. Kun nämä otetaan huomioon voi dynaaminen suurennuskerroin todellisuudessa kasvaa. Lisäksi laskeva kolmionmallinen impulssikuorma aiheuttaa teoriassa selvästi pienempiä kertoimia kuin impulssikuorma äärellisellä nousuajalla, kun pilarin poisto-aika on $T/10$ s. Jos kuorma mallinnettaisiin toisin, voi dynaaminen suurennuskerroin kasvaa ja toimistorakenteen suurennuskerroin jäädä ei-konservatiiviseksi.

Tuloksia analysoidessa tulee huomioida mahdollinen kuormitusyhdistelmän epävarmuus. Onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmässä on mukana vain 100 % omasta painosta, 30 % hyötykuormasta ja 40 % lumikuormasta. Todellisuudessa rakenteessa voi mahdollisesti esiintyä suurempiakin kuormia onnettomuustilanteessa ja tällöin rakenteen kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa voi olla kyseenalainen. Kuormitusyhdistelmän suuruutta voidaan verrata muun muassa DoD:n ja GSA:n ohjeisiin, joiden mukaan dynaamisissa analyyseissä onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmässä on mukana 120 % omasta painosta, 50 % hyötykuormasta ja 20 % lumikuormasta. DoD:n ja GSA:n ohjeissa on huomattavasti suuremmat kuormitukset rakenteille. Toisaalta täytyy muistaa, että kyseiset suunnitteluohjeet ovat ensisijaisesti tehty Yhdysvaltojen puolustusministeriön ja Yhdysvaltojen liittovaltion rakennuksille, joissa on korotettu turvallisuustaso verrattuna muihin rakennuskohteisiin. Muihin kohteisiin vastaava turvallisuustaso voi ylittää taloudelliset resurssit.

Näiden yllä mainittujen huomioiden lisäksi täytyy ottaa huomioon, että tutkimus on suoritettu tapaustutkimuksena. Kuten aikaisemmin on mainittu, tapaustutkimuksen on kritisoitu tuottavan subjektiivisia tuloksia tieteellisissä tutkimuksissa ja on koettu soveltuvan hypoteesien luomiseen, muttei niiden todentamiseen. Tämän lisäksi tapaustutkimuksen toistettavuus on usein heikko.

Tapaustutkimuksen mahdollinen subjektiivisuus ei vaikuta dynaamisista analyyseistä saatuihin tuloksiin. Toisaalta tulosten analysoinnin ja tehtyjen johtopäätösten osalta täytyy kuitenkin huomioida, että johtopäätökset ja analysoinnit voivat olla subjektiiviset. Tuloksien luotettavuutta kuitenkin parannettiin dynaamisten suurennuskertoimien osalta siten, että tulokset analysointiin muutaman muun alan ammattilaisen kanssa ja lopulliset dynaamiset suurennuskertoimet määritettiin yhdessä. Näin vähennettiin riskiä tutkijan subjektiivisuudesta ja henkilökohtaisista tulkinnoista.

Tapaustutkimuksille tyypillinen heikko toistettavuus vaikuttaa hieman tuloksiin. Jos tutkimus suoritettaisiin uudestaan, tutkimuksessa voitaisiin päätyä dynaamisten analyyysien osalta eri tutkimustuloksiin. Analyyysien tulokset todennäköisesti eroaisivat hieman toisistaan, mutta olisivat kuitenkin suuruusluokaltaan samat.

6 Johtopäätökset

Jatkuva sortuma on ilmiönä esiintynyt vuosien varrella useasti ympäri maailmaa ja viimeisimmät tapaukset 1990- ja 2000-luvulla ovat lisänneet jatkuvan sortuman tutkimista ja aiheuttaneet muutoksia rakenteiden suunnitteluohjeisiin. Siten myös eurokoodeihin on tehty muutoksia ja jatkuvan sortuman estämiseen esitetäänkin yhdeksi menettelytavaksi vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää. Menetelmän suorittamiseen ei kuitenkaan anneta eurokoodeissa tarkempia ohjeita eivätkä nykyiset suunnitteluohjeet huomioi menetelmässä pilarin poistamisesta aiheutuvia dynaamisia vaikutuksia rakenteissa.

Tämän diplomityön tavoitteena oli estää toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvaa sortumaa sekä soveltaa vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää jatkuvan sortuman hallintaan. Tavoitteena oli luoda suunnitteluohjeet vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käytölle ja rakenteessa esiintyvien dynaamisten vaikutusten hallitsemiseksi vastaavanlaisissa tilanteissa. Lisäksi työssä oli tavoitteena määrittää toimiston kantavalle arinapalkistolle ja sen kahdelle eri rakennetyypeille dynaamiset suurennuskerroimet, joilla hallitaan rakenteissa esiintyvät dynaamiset vaikutukset.

Tulosten perusteella voidaan sanoa, että toimistorakennuksen kantavalla arinapalkistolla hyvä kyky sietää jatkuvaa sortumaa, kun rakenteen analysoinnissa käytettiin vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää. Muodonmuutokset, voimasuureet ja jännitykset rakenteessa eri dynaamisissa analyyseissa sekä staattisissa tarkistuslaskelmissa pysyivät eurokoodin vaatimusten mukaisissa rajoissa.

Tapaustutkimuksen ja kirjallisuusanalyysin avulla on mahdollista muodostaa suunnitteluohjeet vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin käyttöön ja menetelmän dynaamisten vaikutusten hallitsemiseksi. Dynaamiset vaikutukset voidaan hallita joko käyttämällä staattisten analyyysien ohella dynaamista suurennuskerrointa tai suorittamalla tapaustutkimuksen sekä kirjallisuusanalyysin perusteella dynaamiset analyytit. Suunnitteluohjeita menetelmän käyttöön tai ohjeita dynaamisten analyyysien suorittamiseen ei kirjoiteta auki johtopäätöksiin, mutta ovat toteutettavissa työn avulla.

Tapaustutkimuksen lineaarisissa dynaamisissa analyyseissa saatiin dynaamisille suurennuskertoimille arvoja 1,0586 ja 1,5003 väliltä, kun rakenteen poisto mallinnettiin laskevalla kolmionmallisella impulssikuormalla. Yhtenäisen arinapalkiston betonirakenteille saatiin hieman pienempiä dynaamisen suurennuskertoimen arvoja kuin teräsrakenteille. Näin ollen lineaariset analyytit johtavat betonirakenteilla arvoon 1,3 ja teräsrakenteille arvoon 1,5, kun muunnetaan lineaarinen staattinen vaste lineaariseksi dynaamiseksi vasteeksi.

Tapaustutkimuksen tulosten perusteella dynaamiset reaktiot ovat merkittäviä rakenteiden mitoittamisen kannalta, kun estetään jatkuvaa sortumaa vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitin menetelmällä. Dynaamisissa tarkasteluissa maksimivoimat sekä -siirtymät olivat

suurempia kuin staattisissa tarkasteluissa. Näin ollen, kun mitoitetaan rakennetta onnettomuustilanteessa, tulisi ainakin rakenteen dynaamiset vaikutukset aina ottaa huomioon mitoittaessa rakennetta vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmällä.

Työssä huomattiin myös, että pilarin poistumisen mallinnustapa vaikuttaa merkittävästi dynaamiseen suurennuskertoimeen. Kun pilarit poistetaan samassa ajassa, eroavat eri mallinnustapojen dynaamiset suurennuskertoimet toisistaan. Vertailulaskelmista saatiin tulokseksi, että laskeva kolmionmallinen impulssikuorma tuottaa pienemmät dynaamiset suurennuskertoimet kuin nouseva impulssikuorma, kun pilari poistetaan ajassa $0,1 \times$ pysytysuuntainen ominaisheilahdusaika. Myös teorian mukaan kolmionmallinen impulssikuorma aiheuttaa pienillä poistoajan ja ominaisheilahdusajan välisillä suhteilla pienempiä dynaamisia suurennuskertoimia ja nouseva impulssikuorma aiheuttaa tällöin suurempia kertoimia. Lisäksi kolmionmallinen impulssikuorma kuvaa pelkästään pilarin katoamista, muttei ota huomioon onnettomuuden takia pilarista aiheutuvaa mahdollista iskukuormaa muuhun rakenteeseen. Näin ollen kannattaa pilarin poistuminen mallintaa nousevana impulssikuormana kolmionmallisen kuorman sijaan.

Tutkimuksesta ja tutkimustuloksista voidaan päätellä, että eurokoodit ja sen kansalliset liitteet tulisi päivittää liittyen vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käyttöön, sillä nykyisin menetelmässä huomioidaan pelkästään kuormien staattinen uudelleen jakautuminen. Jos rakenteet on mitoitettu murtorajatilassa lähelle 100 % käyttöastetta, eivät staattisten tapausten tarkastelu välttämättä riitä todentamaan, ettei jatkuvaa sortumaa rakenteessa esiinny. Eurokoodien tulisi ottaa huomioon rakenteissa esiintyvät dynaamiset vaikutukset. Dynaamiset vaikutukset tulisi ottaa huomioon joko määrittelemällä käytettävä vakiosuuruinen konservatiivinen dynaaminen suurennuskerroin tai suorittamalla dynaamiset analyysit. Konservatiivinen dynaaminen suurennuskerroin saattaa kuitenkin johtaa ylimitoitettuihin rakenteisiin, joten ohjeistukseen voisi antaa suunnittelijan valita käyttäkö annettua dynaamista suurennuskerrointa vai suorittaako dynaamiset analyysit.

Tämän lisäksi suunnitteluohjeita voisi täydentää kertomalla, mitkä pilarit tulisi analyysissä poistaa ja miten pilarin poistaminen tulisi mahdollisissa dynaamisissa analyyseissa mallintaa. Nykyisten suunnitteluohjeiden mukaan pitää pystyä poistamaan mikä tahansa tukipilari, kantava seinälohko tai pilaria tukeva palkki. Tällöin poistettavien rakenteiden valinta jää ainoastaan suunnittelijan harkintakyvyn alaiseksi. Lisäksi pilarin poistaminen voidaan simuloida useilla eri tavoilla. Eri mallinnustavoilla saadaan dynaamiselle suurennuskertoimelle eri suuruuksia ja näin ollen tulisi antaa yhtenäiset ohjeet poiston mallintamiselle eikä jättää mallinnustavan valintaa suunnittelijan päätettäväksi.

Vaikka vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käyttöä ja dynaamisen suurennuskertoimen suuruutta on tutkittu viimeaikoina paljon, tulisi tutkimuksia tehdä lisää. Erityisen tärkeää olisi tutkia dynaamisen suurennuskertoimen yksinkertaista arviointia. Tulevien tutkimusten kannattaisi painottaa sitä, miten dynaamista suurennuskerrointa voitaisiin arvioida mahdollisimman yksinkertaisesti ja varmasti, jotta saavutettaisiin rakenteille riittävä varmuustaso jatkuvaa sortumaa vastaan, mutta samalla vähennettäisiin

dynaamisen suurennuskertoimen laskemiseen käytettävää aikaa. Samalla kun parannettaisiin suunnittelun nopeutta, yksinkertaisuutta ja rakenteen jatkuvan sortuman sietokykyä, saataisiin myös taloudellisempi vaihtoehto kertoimen laskemiselle. Optimitilanteessa suunnitteluun käytettävä aika vähenee ja luotettavuustaso samanaikaisesti paranee.

Tutkimustuloksista oli myös hyötyä työn tilaajille. Tutkimustuloksia voidaan hyödyntää suunnitteluohjeiden ja dynaamisten suurennuskertoimien osalta. Tutkimuksen avulla voidaan mitoittaa rakenteita vaihtoehtoisella kuormansiirtoreiteillä ja hallita menetelmässä esiintyviä dynaamisia vaikutuksia jatkossa.

Lähdeluettelo

Aittola, Juho. (2014). Betonielementtirakenteisen kehärungon jatkuvan sortuman hallinta vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä. Diplomityö. Aalto-Yliopisto: Espoo.

ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. (2005). Washington DC: American Society of Civil Engineers.

ASCE 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. (2007). Washington DC: American Society of Civil Engineers.

Beards, C.F. (1996). Structural Vibration: Analysis and Damping. Elsevier. ISBN 978-0-0805-1805-3. Saatavissa: <http://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpSVAD0003/structural-vibration/structural-vibration>

Burns, Scott A. (2002). Recent Advances in Optimal Structural Design. ASCE Publications. s. 312. ISBN 0784475245

Chopra, Anil K. (2007). Dynamics Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Upper Saddle River, New Jersey, U.S.A: Pearson Prentice Hall. s. 876. ISBN 0-13-156174-X.

Chopra, Anil K. (1995). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Upper Saddle River, New Jersey, U.S.A: Prentice-Hall. [viitattu lähteessä Tsai ja Lin 2009]

Clough, R.W. & Penzien, J. (1993). Dynamics of Structures. New York: McGraw-Hill. s. 738. ISBN 0-07-113241-4.

Department for Communities and Local Government. (2011). Review of International Research on Structural Robustness and Disproportionate Collapse. London: DCLG Publications. s. 198. ISBN: 978 1 4098 3007 8

Dusenberry, Donald O. & Hamburger, Ronald O. (2006). Practical Means for Energy-Based Analyses of Disproportionate Collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol: 20:4. S. 336-348.

Fertis, D. G. (1973). Dynamics and Vibrations in Structures. New York: John Wiley & Sons Inc. s. 485. ISBN 0-471-25777-X.

Flyvbjerg, Bent. (2006). Five Misunderstandings about Case-Study Research. Qualitative Inquiry. Vol. 12:2. S. 219-245.

Fu, Feng. (2010). 3-D Nonlinear Dynamic Progressive Collapse Analysis of Multi-storey Steel Composite Frame Buildings – Parametric Study. Engineering Structures. Vol. 32:12. S. 3974-3980

Fu, Qiuni & Yang, Bo & Hu, Ying & Xiong, Gang & Nie, Shidong & Zhang, Weifu & Dai, Guoxin. (2016) Dynamic Analyses of Bolted-angle Steel Joints Against Progressive Collapse Based on Component-based Model. Journal of Constructional Steel Research. Issue 117. S. 161-174.

General Service Administration. (2013). Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Washington D.C.

Harris, Cyril M. & Piersol, Allan G. (2002). Harris' Shock and Vibration Handbook. New York, New York: McGraw-Hill. ISBN 0-07-137081-1.

Hibbeler, R.C. (2007). Engineering Mechanics: Dynamics. Singapore: Prentice Hall. ISBN 978-0-13-203809-6

Izzudin, B. A. (2010). Robustness by Design – Simplified Progressive Collapse Assessment of Building Structures. Stahlbau. Issue 79. S. 556-564.

Izzudin, B.A. & Vlassis, A.G. & Elghazouli, A.Y. & Nethercot, D.A. (2008) Progressive Collapse of Multi-storey Buildings due to Sudden Column Loss – Part I: Simplified Assessment Framework. Engineering Structures. Vol 30:5. S. 1308-1318

Janssens, V & O'Dwyer, D.W. (2010). Disproportionate Collapse in Building Structures. Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College: Dublin, Ireland.

Khandelwal, A. (2007). Linear and Nonlinear Equivalency Factors for Progressive Collapse Analysis. Master's Thesis. University of Texas at Austin: Austin, Texas, Yhdysvallat. [viitattu lähteessä Stevens ym. 2011].

Kim, Hyun-Su & Kim, Jinkoo & An, Da-Woon. (2009). Development of Integrated System for Progressive Collapse Analysis of Building Structures Considering Dynamic Effects. Advances in Engineering Software. Vol. 40:1. S. 1-8.

Kim, Jinkoo & Kim, Taewan. (2009). Assessment of Progressive Collapse-resisting Capacity of Steel Moment Frames. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 65:51. S. 169-179.

Leenders, Michiel R. & Erskine, James A. (1989). Case Research: The Case Writing Process. London, Ontario, Canada: University of Western Ontario. s. 156. ISBN 0-7714-1045-X

Li, Yi & Lu, Xinzhen & Guan, Hong & Lieping, Ye. (2011). An Improved Tie and Force Method for Progressive Collapse Resistance Design of Reinforced Concrete Structures. Engineering Structures. Vol: 33:10. S. 2931-2942.

Marjanishvili, Shalva. (2004). Progressive Analysis Procedure for Progressive Collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol. 18:2. S. 79-85. ISSN 0887-3828/2004/2-79-85.

Marjanishvili, Shalva & Agnew, Elizabeth. (2006). Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis. Journal of Performance of Constructed Facilities. Issue 20. S. 365-374.

McKay, A. E. & Marchand, K. A. & Williamson, E. B. & Crowder, B. R. & Stevens, D. J. (2007). Dynamic and Nonlinear Load Increase Factors for Collapse Design and Analysis. Proc., Int. Symp. on Interaction of the Effects of Munitions with Structures (ISIEMS) 12.1: Orlando, Florida, Yhdysvallat. [viitattu lähteessä Stevens ym, 2011].

National Institute of Standards and Technology. (2007). Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. U.S. Department of Commerce.

Pretlove, A.J. & Ramsden, M. & Atkins, A.G. (1991). Dynamic Effects in Progressive Failure of Buildings. International Journal of Impact Engineering. Vol. 11:4. S. 539-546.

Qian, Kai & Li, Bing. (2014). Research Advances in Design of Structures to Resist Progressive Collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol. 29:5. s. 11.

Routio, Pentti. Tapaustutkimus. Tuotetiede. Taideteollisen korkeakoulun virtuaaliyliopisto. [viitattu 4.3.2016] Saatavissa:
http://www.uiah.fi/virtu/materiaalit/tuotetiede/html_files/14111_totea.html

Ruth, Peter & Marchand, Kirk A. & Williamson, Eric B. (2006). Static Equivalency in Progressive Collapse Alternate Path Analysis: Reducing Conservatism While Retaining Structural Integrity. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol. 20:4. S. 349-364.

Räty, Johan. (2010). Limiting the Extent of Localized Failure According to SFS-EN 1991-1-7. Master's thesis. Aalto University: Espoo.

SFS-EN 1990. (2006). Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS. s. 184.

SFS-EN 1991-1-7. (2014). Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS. s. 116.

SFS-EN 1991-1-7 NA. (2009). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-7 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuus kuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö.

SFS-EN 1998-1-1. (2005). Eurokoodi 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

Starossek, Uwe. (2009). Progressive Collapse of Structures. London: Thomas Telford Limited. ISBN 978-07-2774-0502

Starossek, Uwe. (2009) Typology Progressive Collapse. Hamburg: Structural Analysis and Steel Structures Institute, Hamburg University of Technology (TUHH).

Stevens, David & Crowder, Brian & Sunshine, Doug & Marchand, Kirk & Smilowitz, Robert & Williamson, Eric & Waggoner, Mark. (2011). DoD Research and Criteria for the Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 137:9. S. 870-880.

Strommen, E. N. (2014). *Structural Dynamics*. Cham Heidelberg New York Dordrecht London: Springer. ISBN 978-3-319-01802-7

Sun, Chang-Tsan & Lu, Yeh-Pei. (2002). *Vibration Damping of Structural Elements*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall, Inc. s. 372. ISBN 0-13-079229-2.

Suomen Betoniyhdistys. (2012). *Betoninormikortti 23 EC, Liitosten mitoitus onnettomuuskuormille*. Helsinki: Suomen betoniyhdistys Ry.

Suomen ympäristöministeriön WWW-sivusto. < http://www.ym.fi/fi-fi/maan-kaytto_ja_rakentaminen/lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Valmis-teilla_olevat_rakentamismaarayskokoelman_osat > 15.7.2016.

Tsai, M. & Lin, B. (2009). Dynamic Amplification Factor for Progressive Collapse Resistance Analysis of RC Building. *The Structural Design of Tall Special Buildings*. Issue 18. S. 539-557. Doi: 10.1002/tal.453

United States Department of Defense (U.S. DoD). (2009). *Design of Building to Resist Progressive Collapse. Unified Facility Criteria, UFC 4-023-03*, Washington D.C.

Yin, Robert K. (1993). *Applications of Case Study Research*. Newbury Park, London and New Delhi: Sage Publications, Inc. s. 131. ISBN 0-8039-5118-3.

Yin, Y. Z. & Wang, Y. C. (2004). Analysis of Catenary Action in Steel Beams Using a Simplified Hand Calculation Method, Part 1: Theory and Validation for Uniform Temperature Distribution. *Journal of Constructional Steel Research*. Issue 61. S. 183–211.

Liiteluettelo

Liite 1. Plastisen kiertymän raja-arvot epälineaarisessa analyysissä. 2s.

Liite 2. Dynaamisen suurennuskertoimen laskenta teräsarinalle. 2s.

Liite 3. Dynaamisen suurennuskertoimen laskenta betonipalkille. 2s.

Liite 4. Pilareiden kestävyyslaskenta. 2s.

Liite 5. Poistettavien pilareiden tukireaktiot, rakenteiden ominaisaajuudet ja kuorman poistoon käytettävät ajat. 1s.

Liite 6. Dynaamisen suurennuskertoimen tulokset. 1s.

Liite 7. Tulosten kuvaajat. 3s.

Liite 1. Plastisen kiertymän raja-arvot epälineaarisisessa analyysissä ja m-arvot staattisessa analyysissä

Betonipalkkien plastisen kiertymän ja m-arvojen raja-arvot (DoD 2009, 61–62).

| Vaatimukset | | | Raja-arvot | | Raja-arvot | |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------|---------------------------------|---------------------------------------|------------|------------|------------|
| | | | Plastisen kiertymän kulma (radiaanit) | | m-arvot | |
| | | | Primääri | Sekundaari | Primääri | Sekundaari |
| i. Taivutusmurto | | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Haka-raudoitus | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}^5$ | | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.063 | 0.1 | 16 | 19 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.05 | 0.08 | 9 | 9 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.05 | 0.06 | 9 | 9 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.038 | 0.04 | 6 | 7 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.05 | 0.06 | 9 | 9 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.025 | 0.03 | 6 | 7 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.025 | 0.03 | 6 | 7 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.013 | 0.02 | 4 | 5 |
| ii. Leikkausmurto | | | | | | |
| Leikkaushakojen jako $\leq d/2$ | | | 0.003 | 0.02 | 1.5 | 3 |
| Leikkaushakojen jako $> d/2$ | | | 0.003 | 0.01 | 1.5 | 2 |
| iii. Riittämätön jatkos- tai tartuntapituuden aiheuttama murto kentässä | | | | | | |
| Leikkaushakojen jako $\leq d/2$ | | | 0.003 | 0.02 | 1.5 | 3 |
| Leikkaushakojen jako $> d/2$ | | | 0.003 | 0.01 | 1.5 | 2 |
| iv. Riittämättömän tartunnan aiheuttama murto pilarin liitoksessa | | | | | | |
| | | | 0.0015 | 0.03 | 2 | 3 |

Teräsrakenteen plastisen kiertymän ja m-arvojen raja-arvot (DoD 2009, 67–68).

| Liitostyyppi | Staattiset raja-arvot | | Sallittu plastinen kiertymä | |
|---------------------------------------------------|-------------------------------------------|--|--------------------------------|--------------------------------|
| | m-arvot | | | |
| | Primääri | | Primääri | Sekundaari |
| Täysin jäykkä momenttia siirtävä liitos | | | | |
| Parannettu WUF pultatulla uumalla | 2.3 – 0.021d | | 0.021 0.0003d | 0.050 0.0006d |
| Palkilla pienennetty poikkileikkaus | 4.9 – 0.025d | | 0.050 - 0.0003d | 0.070 - 0.0003d |
| WUF | 4.3 – 0.083d | | 0.0284 - 0.0004d | 0.043 - 0.0006d |
| Liitoksessa sivulevyt | 6.7 – 0.039d ⁽²⁾ | | 0.089 - 0.0005d | 0.169 - 0.0001d |
| Osittain jäykkä momenttia siirtävä liitos | | | | |
| Molemmin puolinen t-liitos | | | | |
| a. Leikkaus pultissa | 4 | | 0.03 | 0.040 |
| b. Vetoa pultissa | 1.5 | | 0.013 | 0.020 |
| c. Vetoa liitoksen t-osassa | 1.5 | | 0.010 | 0.015 |
| d. Taivutusta liitoksen t-osassa | 5 | | 0.035 | 0.070 |
| Hieman jäykät yksinkertaiset liitokset (joustava) | | | | |
| Kaksinkertainen kulmalevy liitos | | | | |
| a. Leikkaus pultissa | 5.8 – 0.107d _{bg} ⁽³⁾ | | 0.0502 - 0.0015d _{bg} | 0.0503 - 0.0011d _{bg} |
| b. Vetoa pultissa | 1.5 | | 0.0502 0.0015d _{bg} | 0.0503 0.0011d _{bg} |
| c. Taivutusta kulmalevyissä | 8.9 – 0.193d _{bg} | | 0.1125 - 0.0027d _{bg} | 0.150 - 0.0038d _{bg} |
| Yksinkertainen leikkaus tappiliitos | 5.8 – 0.107d _{bg} | | 0.0502 - 0.0015d _{bg} | 0.1125 - 0.0027d _{bg} |

missä d on uuman korkeus
 d_{bg} on pulttiryhmän korkeus

Liite 2. Dynaamisen suurennuskertoimen laskenta teräsarinalle

Tässä liitteessä on laskettu dynaamiset suurennuskertoimet teräsristikkoarinoille Yhdysvaltain puolustusministeriön (DoD 2009) ja General Service Administrationin (GSA 2013) ohjeiden mukaisesti.

Lähtötiedot:

$$\gamma_S := 1$$

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_S} = 355 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Terästen ja jännepunosten
osavarmuuskerroin onnettomuustilanteessa

Teräksen lujuus

Teräksen suunnittelulujuus

Teräksen kimmokerroin

Ala- ja yläpaarteen profiili: WB500

$$d := 500 \text{ mm}$$

$$d_{bg1} := 0.7 \cdot d = 350 \text{ mm}$$

$$t := 15 \text{ mm}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$l_{b1} := 16.19 \text{ m}$$

$$I_{b1} := 0.00154 \text{ m}^4$$

$$Z_1 := \frac{2}{d} \cdot I_{b1} = 0.00616 \text{ m}^3$$

Profiilin korkeus

Liitoksen pulttien välinen korkeus

Profiilin paksuus

Profiilin leveys

Profiilin pituus

Profiilin jäyhyysmomentti

Profiilin taivutusvastus
(Symmetrinen profiili)

Pystysauvan profiili: RHS

$$d := 300 \text{ mm}$$

$$d_{bg2} := 0.7 \cdot d = 210 \text{ mm}$$

$$t := 10 \text{ mm}$$

$$b := 200 \text{ mm}$$

$$l_{b2} := 3.08 \text{ m}$$

$$I_{b2} := 0.000113 \text{ m}^4$$

$$Z_2 := I_{b2} \cdot \frac{2}{d} = 0.00075 \text{ m}^3$$

Profiilin korkeus

Liitoksen pulttien välinen korkeus

Profiilin paksuus

Profiilin leveys

Profiilin pituus

Profiilin jäyhyysmomentti

Profiilin taivutusvastus
(Symmetrinen profiili)

Diagonaalisauvan: WB400

$$d := 400 \text{ mm}$$

$$d_{bg3} := 0.7 \cdot d = 280 \text{ mm}$$

$$t := 12.5 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$l_{b3} := 3.08 \text{ m}$$

$$I_{b3} := 0.000113 \text{ m}^4$$

$$Z_3 := I_{b3} \cdot \frac{2}{d} = 0.00057 \text{ m}^3$$

Profiilin korkeus

Liitoksen pulttien välinen korkeus

Profiilin paksuus

Profiilin leveys

Profiilin pituus

Profiilin jäyhyysmomentti

Profiilin taivutusvastus
(Symmetrinen profiili)

Lasketaan sallitut kiertymät teräsosille:

Teräsprofiilin liitostyypit eivät ole vielä tarkasti tiedossa. Valitaan sallitun kiertymän arvo varmalta puolelta eli valitaan sallitun kiertymän arvoksi arvo, jolla saadaan suurin dynaaminen suurennuskerroin. Kuitenkin huomioiden se, että liitos on nivelellinen. Sallittujen kiertymien arvot teräsrakenteille saadaan liitteestä 1.

$$\theta_{pra1} := 0.052 - 0.0015 \cdot d_{bg1} \cdot \frac{1}{m} \quad \text{Sallittu kiertymä ala- ja yläpaarteille}$$

$$\theta_{pra1} = 0.051 \text{ rad}$$

$$\theta_{pra2} := 0.052 - 0.0015 \cdot d_{bg2} \cdot \frac{1}{m} \quad \text{Sallittu kiertymä pystysauvalle}$$

$$\theta_{pra2} = 0.052 \text{ rad}$$

$$\theta_{pra3} := 0.052 - 0.0015 \cdot d_{bg3} \cdot \frac{1}{m} \quad \text{Sallittu kiertymä diagonaalisauvalle}$$

$$\theta_{pra3} = 0.052 \text{ rad}$$

Lasketaan osien myötökiertymät:

$$\theta_{y1} := \frac{Z_1 \cdot f_{yd} \cdot l_{b1}}{6 \cdot E_s \cdot I_{b1}} = 0.018 \text{ rad} \quad \text{Ala- ja yläpaarteen kiertymä}$$

$$\theta_{y2} := \frac{Z_2 \cdot f_{yd} \cdot l_{b2}}{6 \cdot E_s \cdot I_{b2}} = 0.006 \text{ rad} \quad \text{Pystysauvan kiertymä}$$

$$\theta_{y3} := \frac{Z_3 \cdot f_{yd} \cdot l_{b3}}{6 \cdot E_s \cdot I_{b3}} = 0.004 \text{ rad} \quad \text{Diagonaalisauvan kiertymä}$$

Lasketaan osien dynaamiset suurennuskertoimet:

$$\Omega_{N1} := 1.08 + \frac{0.76}{\left(\frac{\theta_{pra1}}{\theta_{y1}} + 0.83 \right)} = 1.288 \quad \text{Dynaaminen suurennuskerroin ala- ja yläpaarteelle}$$

$$\Omega_{N2} := 1.08 + \frac{0.76}{\left(\frac{\theta_{pra2}}{\theta_{y2}} + 0.83 \right)} = 1.158 \quad \text{Dynaaminen suurennuskerroin pystysauvalle}$$

$$\Omega_{N3} := 1.08 + \frac{0.76}{\left(\frac{\theta_{pra3}}{\theta_{y3}} + 0.83 \right)} = 1.14 \quad \text{Dynaaminen suurennuskerroin diagonaalisauvalle}$$

Dynaaminen suurennuskerroin teräsarinoille on

$$\Omega_N := \max(\Omega_{N1}, \Omega_{N2}, \Omega_{N3}) = 1.288$$

Liite 3. Dynaamisen suurennuskertoimen laskenta betonipalkille

Tässä liitteessä on laskettu dynaaminen suurennuskerroin jälkijännitetyille betoniarinalle Yhdysvaltain puolustusministeriön (DoD 2009) ja General Service Administrationin (GSA 2013) ohjeiden mukaisesti.

Lähtötiedot:

$$\gamma_C := 1.2$$

Betonin osavarmuuskerroin
onnettomuustilanteessa

$$\gamma_S := 1$$

Terästen ja jännepunosten

osavarmuuskerroin onnettomuustilanteessa

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{\gamma_C} = 24.792 \text{ MPa}$$

Arinapalkin betonin suunnittelulujuus

$$f_{sd} := \frac{500 \text{ MPa}}{\gamma_S} = 500 \text{ MPa}$$

Raudoituksen suunnittelulujuus

$$f_{yd} := \frac{1860 \text{ MPa}}{\gamma_S} = 1860 \text{ MPa}$$

Jännepunosten suunnittelulujuus

$$E_c := 34 \text{ GPa}$$

Betonin kimmokerroin

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Raudoituksen kimmokerroin

$$E_p := 195 \text{ GPa}$$

Jännepunosten kimmokerroin

$$A_p := 1350 \text{ mm}^2$$

Yhden suojaputken punosten pinta-ala

$$\sigma := 1360 \text{ MPa}$$

Esijännitys

$$P_0 := A_p \cdot \sigma = 1.836 \text{ MN}$$

Jännevoima

$$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Betonin omapaino

Lähtötiedot palkille:

Palkki on yksiaukkoinen, jossa jänteet on sijoitettu keskelle palkin poikkileikkausta koko palkin matkalla

$$h := 3600 \text{ mm}$$

Palkin korkeus

$$b := 1200 \text{ mm}$$

Palkin leveys

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 4.666 \text{ m}^4$$

Palkin jäyhyysmomentti

$$Z_1 := \frac{b \cdot h^2}{6} = 2.592 \text{ m}^3$$

Palkin taivutusvastus

$$l_1 := 16.87 \text{ m}$$

Palkin pituus

$$n_{p1} := 3$$

Yläpunosten määrä

$$n_{p2} := 3$$

Alapunosten määrä

$$A_{s1} := 5 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 24.544 \text{ cm}^2$$

Yläpinnan teräkset kentässä

$$A_{s2} := 19 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 152.807 \text{ cm}^2$$

Alapinnan teräkset kentässä

$$x_k := \frac{A_{s2} \cdot f_{sd} + A_p \cdot n_{p2} \cdot \sigma \cdot 2}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b} = 783.88 \text{ mm}$$

Puristuspinnan korkeus

$$g_k := \rho_b \cdot h \cdot b = 108 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rakenteen omapaino

Lasketaan palkin sallittu kiertymä:

Määritetään sallitut kiertymät palkeille Yhdysvaltain puolustusministeriön (DoD 2009) ja General Service Administrationin (GSA 2013) ohjeiden mukaisesti (Liite 1). Palkeilla oletetaan olevan riittävä hakaraudoitus (Liitteessä merkitty kirjaimelle C).

$$V := 0$$

Leikkausvoima kentässä

$$\frac{A_{s2} + (n_{p1} + n_{p2}) \cdot A_p - A_{s1}}{A_{s2} + 2 \cdot n_{p2} \cdot A_p} = 0.895$$

Veto- ja puristusraudoituksen suhde palkille

$$\text{Koska } \frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_{cd}}} \leq 3 \text{ sekä veto- ja puristusraudoituksen suhde } \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \geq 0.5$$

saadaan sallituksi plastiseksi kiertymäksi

$$\theta_{pra} := 0.05 \text{ rad}$$

Palkin myötökiertymän laskenta:

$$E_c \cdot I = 158630.4 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

Jännitetyn palkin taivutusjäykkyyden laskenta suoritetaan taulukon 4-2 ohjeiden mukaan

$$q_k := 9.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4.35 \text{ m} = 40.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hyötykuorma, jonka palkki kantaa

$$m_k := \rho_b \cdot 300 \text{ mm} \cdot 4.35 \text{ m} = 32.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kuorilaattojen paino

$$p_{Ed} := g_k + 0.3 \cdot q_k + m_k = 152.892 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin kuormitus yhteensä

$$M_{Ed} := \frac{p_{Ed} \cdot l_1^2}{8} = 5.439 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Kentässä esiintyvä momentti

$$\theta_y := \frac{M_{Ed}}{E_c \cdot I} \cdot l_1 = 5.784 \cdot 10^{-4}$$

Palkin kiertymä

Palkin dynaaminen suurennuskerroin:

$$\Omega_N := 1.04 + \frac{0.45}{\left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0.48 \right)} = 1.045$$

Liite 4. Pilareiden kestävyyslaskenta

Tässä liitteessä on lasketaan arinatasen liittopilareille ja laituritason betonipilareille kestävyys onnettomuustilanteessa pystykuormille.

Yhteiset lähtötiedot:

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

$$E_{cm} := 32.836 \text{ GPa}$$

$$\gamma_C := 1.2$$

$$\gamma_S := 1.0$$

Teräksen kimmomoduuli

Betonin kimmomoduuli

Betonin osavarmuuskerroin

Teräksen osavarmuuskerroin

Lähtötiedot liittopilari 610x12.5:

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{40 \text{ MPa}}{\gamma_C} = 28.333 \text{ MPa}$$

Pilarin betonin suunnittelulujuus

$$f_{yd} := \frac{355 \text{ MPa}}{\gamma_S} = 355 \text{ MPa}$$

Pilarin teräsprofiilin suunnittelulujuus

$$f_{sd} := \frac{500 \text{ MPa}}{\gamma_S} = 500 \text{ MPa}$$

Pilarin raudoituksen suunnittelulujuus

$$d_{610} := 610 \text{ mm}$$

Teräsprofiilin halkaisija

$$t_{610} := 12.5 \text{ mm}$$

Teräsprofiilin paksuus

$$A_{610} := \pi \cdot \left(\frac{d_{610}}{2} \right)^2 - \pi \cdot \left(\frac{d_{610} - 2 \cdot t_{610}}{2} \right)^2$$

Teräsprofiilin pinta-ala

$$A_{610} = 23463.77 \text{ mm}^2$$

$$A_{610b} := \pi \cdot \left(\frac{d_{610} - 2 \cdot t_{610}}{2} \right)^2$$

Betonitäytön pinta-ala

$$A_{610b} = 2687.829 \text{ cm}^2$$

$$A_{610r} := 12 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2$$

Raudoituksen 12T32 pinta-ala

$$A_{610r} = 96.51 \text{ cm}^2$$

Lähtötiedot betonipilari 1000x1600 (pilarit 47-66):

$$f_{cd2} := 0.85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{\gamma_C} = 24.792 \text{ MPa}$$

Pilarin betonin suunnittelulujuus

$$A_2 := 1000 \text{ mm} \cdot 1600 \text{ mm} = 1.6 \text{ m}^2$$

Pilarin pinta-ala

Lähtötiedot betonipilari 1450x1600 (pilari 68-69):

$$f_{cd3} := 0.85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{\gamma_C} = 24.792 \text{ MPa}$$

Pilarin betonin suunnittelulujuus

$$A_3 := 1450 \text{ mm} \cdot 1600 \text{ mm} = 2.32 \text{ m}^2$$

Pilarin pinta-ala

Lähtötiedot betonipilari 1800x1600 (pilarit 70):

$$f_{cd4} := 0.85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{\gamma_C} = 24.792 \text{ MPa} \quad \text{Pilarin betonin suunnittelulujuus}$$

$$A_4 := 1800 \text{ mm} \cdot 1600 \text{ mm} = 2.88 \text{ m}^2 \quad \text{Pilarin pinta-ala}$$

Lähtötiedot betonipilari 1800x1675 (pilarit 71-73):

$$f_{cd5} := 0.85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{\gamma_C} = 24.792 \text{ MPa} \quad \text{Pilarin betonin suunnittelulujuus}$$

$$A_5 := 1800 \text{ mm} \cdot 1675 \text{ mm} = 3.015 \text{ m}^2 \quad \text{Pilarin pinta-ala}$$

Liittopilarin 610x12.5 kestävyys:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot A_{610b} + f_{sd} \cdot A_{610r} + f_{yd} \cdot A_{610} \quad \text{Liittopilarin kestävyys}$$

$$N_{Rd} = 20770.64 \text{ kN}$$

Betonipilarin 1000x1600 kestävyys:

$$N_{Rd2} := f_{cd2} \cdot A_2 = 39666.667 \text{ kN} \quad \text{Betonipilarin kestävyys ilman raudoitusta}$$

Betonipilarin 1450x1600 kestävyys:

$$N_{Rd3} := f_{cd3} \cdot A_3 = 57516.667 \text{ kN} \quad \text{Betonipilarin kestävyys ilman raudoitusta}$$

Betonipilarin 1800x1600 kestävyys:

$$N_{Rd4} := f_{cd4} \cdot A_4 = 71400 \text{ kN} \quad \text{Betonipilarin kestävyys ilman raudoitusta}$$

Betonipilarin 1800x1675 kestävyys:

$$N_{Rd5} := f_{cd5} \cdot A_5 = 74746.875 \text{ kN} \quad \text{Betonipilarin kestävyys ilman raudoitusta}$$

Liite 5. Poistettavien pilareiden tukireaktiot, rakenteiden ominaistaajuudet ja kuorman poistoon käytettävät ajat

Tässä liitteessä on esitetty kaikkien poistettavien pilareiden tukireaktiot, poistetun pilareiden yläpuoliset pystysuuntaiset ominaistaajuudet ja kuorman poistamiseen käytettävät ajat.

Poistettavien pilareiden tukireaktiot:

| Pilari | Arina | Taso / Analyysi | Tukireaktion suuruus | |
|--------|--------|-----------------|----------------------|----|
| p2 | Betoni | Arinataso | 8655,5 | kN |
| p6 | Betoni | Arinataso | 4618,1 | kN |
| p12 | Teräs | Arinataso | 3342,9 | kN |
| p24 | Betoni | Arinataso | 5600,8 | kN |
| p26 | Teräs | Arinataso | 5562,1 | kN |
| p28 | Betoni | Arinataso | 7200,1 | kN |
| p32 | Teräs | Arinataso | 1717,5 | kN |
| p34 | Teräs | Arinataso | 4455,9 | kN |
| p47 | Betoni | Laituritaso | 11707,3 | kN |
| p57 | Teräs | Laituritaso | 4101,1 | kN |
| p61 | Betoni | Laituritaso | 5097,5 | kN |
| p65 | Betoni | Laituritaso | 5645,4 | kN |
| p68 | Betoni | Laituritaso | 10943,2 | kN |
| p70 | Teräs | Laituritaso | 7983,4 | kN |

Poistettavien pilareiden yläpuolisten alueiden pystysuuntaiset ominaistaajuudet sekä pilarin poistoon käytettävä aika:

| Poistettava pilari | Ominaistaajuus f (Hz) | Ominaisheilahdusaika T (s) | T/10 (s) | Pilarin poistoaika (s) |
|--------------------|-----------------------|----------------------------|----------|------------------------|
| p2 | 3,54 | 0,2825 | 0,02825 | 0,025 |
| p6 | 0,86 | 1,1628 | 0,11628 | 0,050 |
| p12 | 3,90 | 0,2564 | 0,02564 | 0,025 |
| p24 | 3,56 | 0,2809 | 0,02809 | 0,025 |
| p26 | 4,45 | 0,2247 | 0,02247 | 0,020 |
| p28 | 3,58 | 0,2793 | 0,02793 | 0,025 |
| p32 | 3,51 | 0,2849 | 0,02849 | 0,025 |
| p34 | 4,35 | 0,2299 | 0,02299 | 0,020 |
| p47 | 0,83 | 1,2048 | 0,12048 | 0,050 |
| p57 | 4,42 | 0,2262 | 0,02262 | 0,020 |
| p61 | 4,50 | 0,2222 | 0,02222 | 0,020 |
| p65 | 3,07 | 0,3257 | 0,03257 | 0,030 |
| p68 | 3,51 | 0,2849 | 0,02849 | 0,020 |
| p70 | 3,21 | 0,3115 | 0,03115 | 0,030 |

Liite 6. Dynaamisen suurennuskertoimen tulokset

Eri analyyseissa esiintyvät siirtymät ja dynaaminen suurennuskerroin:

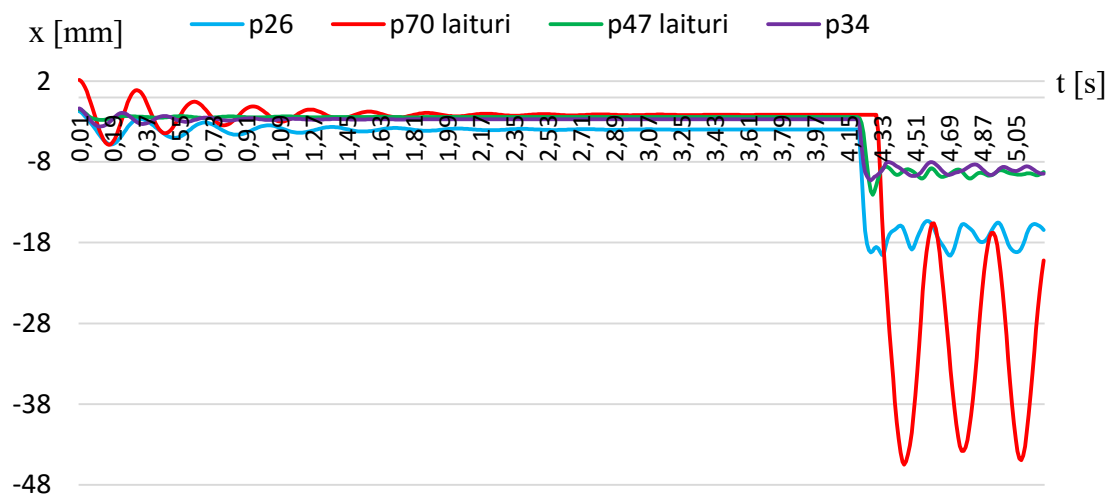
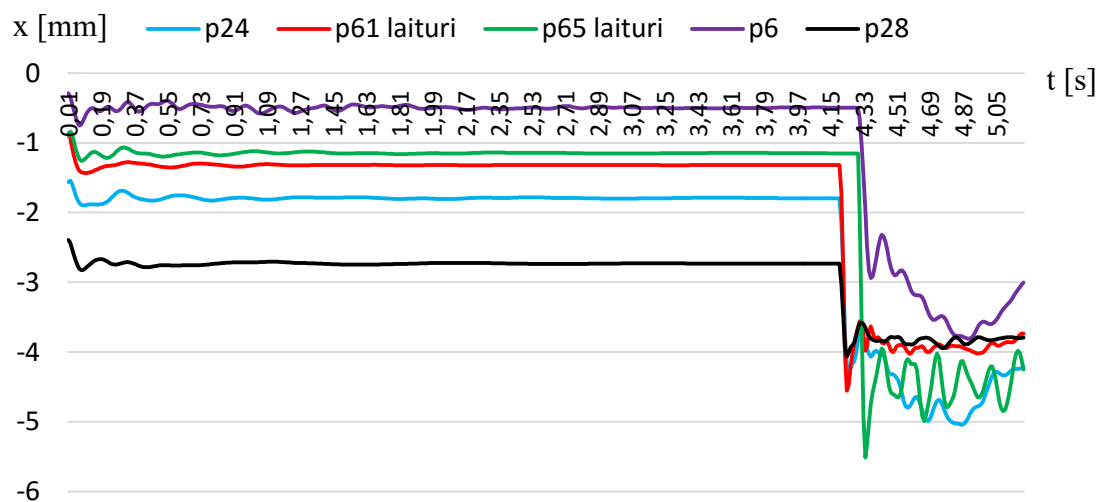
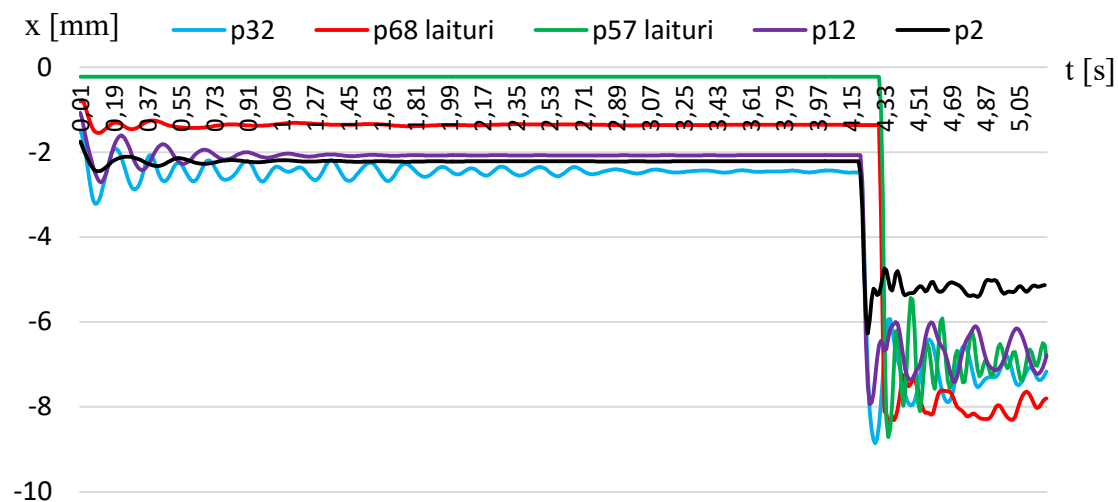
| Poistettava pilari | | Lineaarinen staattinen | | Lineaarinen dynaaminen | | DAF ₁ |
|--------------------|--------|------------------------|----|------------------------|----|------------------|
| Pilari | Arina | Siirtymä | | Siirtymä | | |
| p2 | Betoni | -5,178 | mm | -6,271 | mm | 1,2111 |
| p6 | Betoni | -3,097 | mm | -3,841 | mm | 1,2402 |
| p12 | Teräs | -6,684 | mm | -7,939 | mm | 1,1878 |
| p24 | Betoni | -4,333 | mm | -5,042 | mm | 1,1636 |
| p26 | Teräs | -17,185 | mm | -19,6 | mm | 1,1405 |
| p28 | Betoni | -3,839 | mm | -4,064 | mm | 1,0586 |
| p32 | Teräs | -7,225 | mm | -8,859 | mm | 1,2262 |
| p34 | Teräs | -8,954 | mm | -10,271 | mm | 1,1471 |
| p47 | Betoni | -9,395 | mm | -12,063 | mm | 1,2840 |
| p57 | Teräs | -6,936 | mm | -8,709 | mm | 1,2556 |
| p61 | Betoni | -3,872 | mm | -4,556 | mm | 1,1767 |
| p65 | Betoni | -4,411 | mm | -5,516 | mm | 1,2505 |
| p68 | Betoni | -7,895 | mm | -8,709 | mm | 1,1031 |
| p70 | Teräs | -30,326 | mm | -45,498 | mm | 1,5003 |

Eri analyyseissa esiintyvät voimasuureet ja dynaaminen suurennuskerroin:

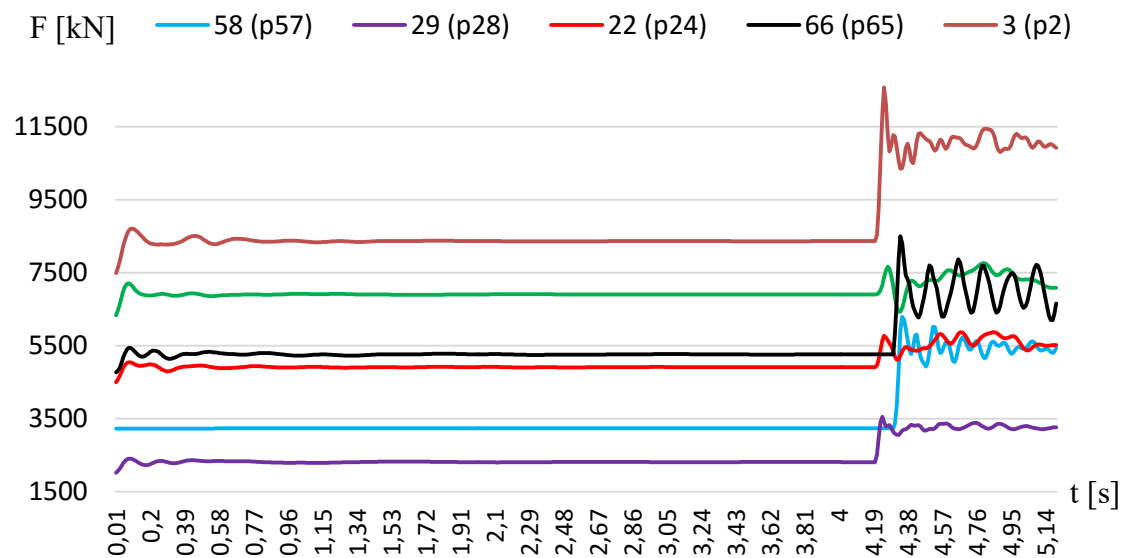
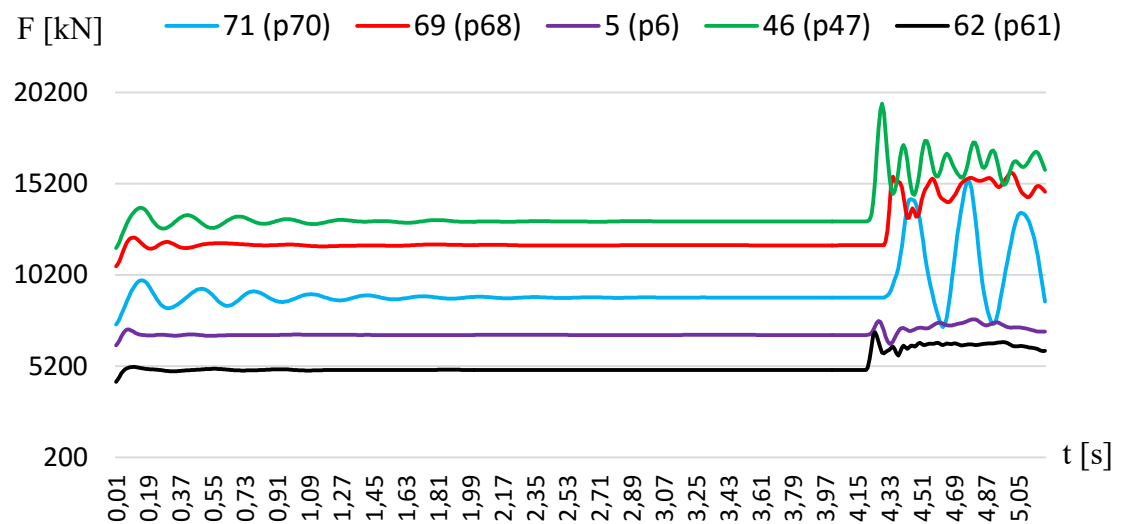
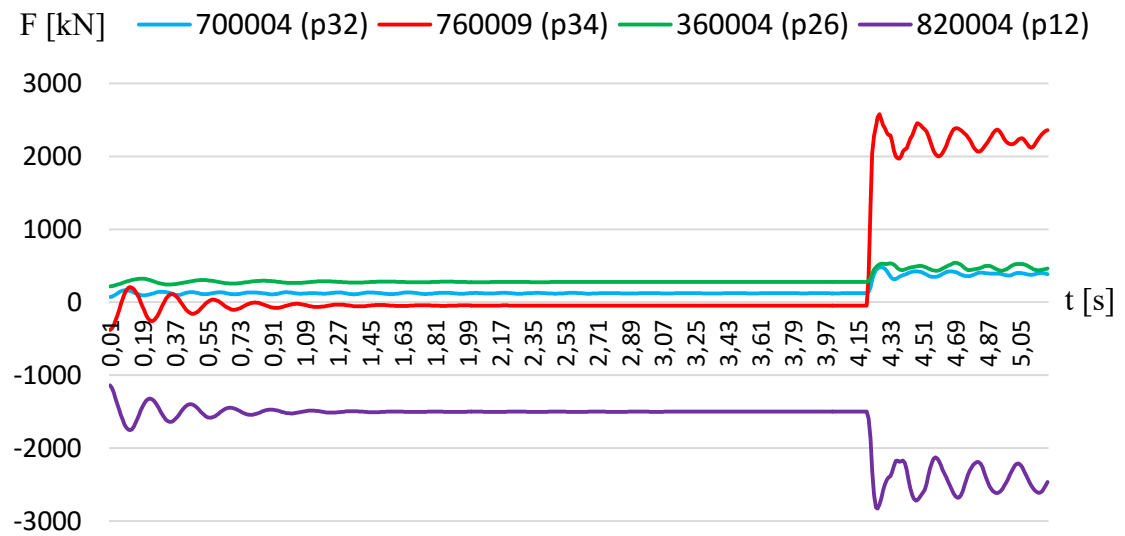
| Poistettava pilari | | | Lineaarinen staattinen | | Lineaarinen dynaaminen | | DAF ₂ |
|--------------------|--------|------------------|------------------------|----|------------------------|----|------------------|
| Pilari | Arina | Sauva/ pilari | Voima | | Voima | | |
| p2 | Betoni | 3 | 10996,4 | kN | 12586,3 | kN | 1,1446 |
| p6 | Betoni | 5 | 7227,2 | kN | 7764,9 | kN | 1,0744 |
| p12 | Teräs | 820009 | -2420,5 | kN | -2826,6 | kN | 1,1678 |
| p24 | Betoni | 22 | 5505,8 | kN | 5871,1 | kN | 1,0663 |
| p26 | Teräs | 360004 | 476,8 | kN | 540,8 | kN | 1,1342 |
| p28 | Betoni | 29 | 3281,2 | kN | 3551,3 | kN | 1,0823 |
| p32 | Teräs | 700004 | 387,7 | kN | 480,5 | kN | 1,2394 |
| p34 | Teräs | 760007 | 2217,4 | kN | 2577,1 | kN | 1,1622 |
| p47 | Betoni | 46 | 16243,2 | kN | 19583,5 | kN | 1,2056 |
| p57 | Teräs | 58 | 5455,1 | kN | 6293,6 | kN | 1,1537 |
| p61 | Betoni | 62 | 6243,1 | kN | 7056,9 | kN | 1,1304 |
| p65 | Betoni | 66 | 6963,9 | kN | 8499,7 | kN | 1,2205 |
| p68 | Betoni | 69 | 14785,9 | kN | 15797,6 | kN | 1,0684 |
| p70 | Teräs | 71 | 11010,8 | kN | 15364 | kN | 1,3954 |

Liite 7. Tuloksien kuvaajat

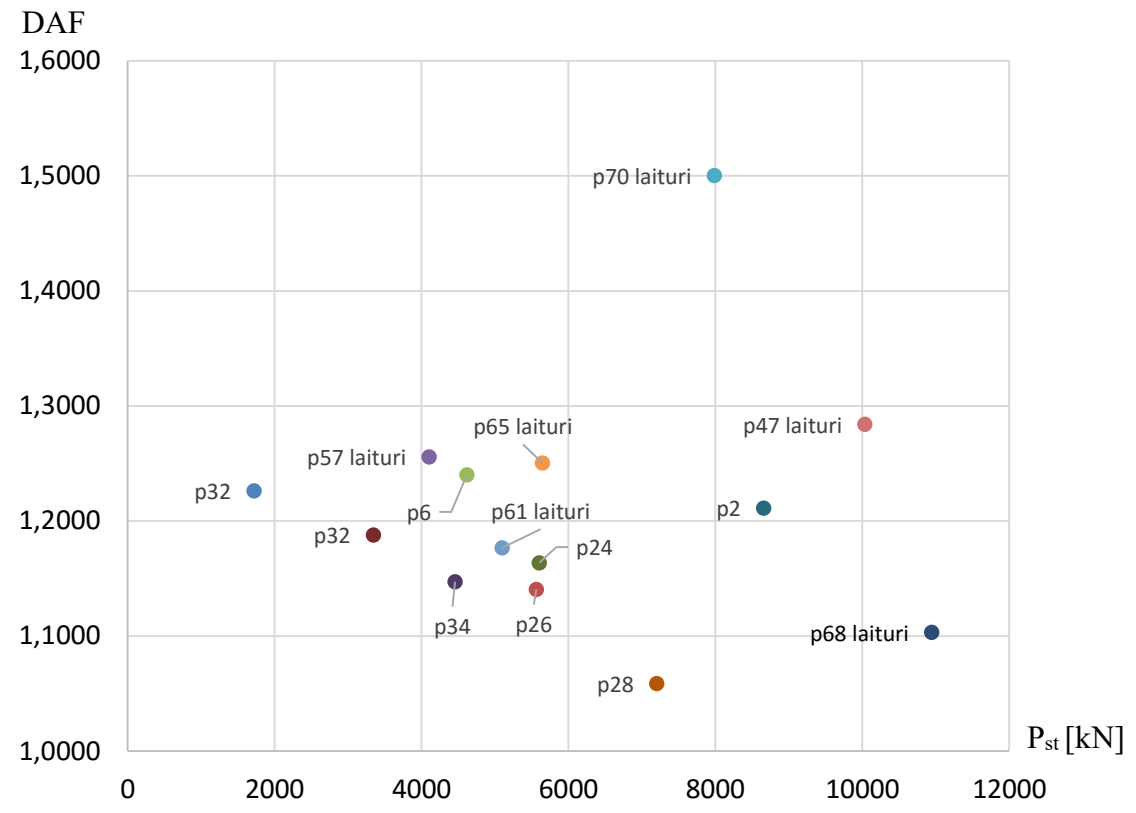
Siirtymät dynaamisissa analyyseissä 5,2s ajan:



Voimasuureet dynaamisessa analyysissa 5,2s ajan:



Dynaamisen suurennuskertoimen suhde pilarissa esiintyvään kuormaan:



Dynaamisen suurennuskertoimen suhde staattiseen taipumaan:

